



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL
TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

CONCESSIONARIO



SPV srl
Via Inverio, 24/A
10146 Torino

Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06 subentrato all'ATI

Consorzio Stabile fra le Imprese:

PROGETTISTA

SIPAL S.p.A.
Via Inverio, 24/A
10146 Torino

RESPONSABILE PROGETTAZIONE



ORDINE DEGLI INGEGNERI
DELLA PROVINCIA DI CUNEO
1211 Dott. Ing. *Claudio Dogliani*

RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE



SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI



COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE



GEOLOGO



ORDINE INGEGNERI PROVINCIA TARANTO

Dott. Ing. **TURSO Adriano**
n° 1400

Sezione A
Settore:
Civile Ambientale
Industriale
Informazione

N. Progr. _____
Cartella N. _____

PROGETTO DEFINITIVO
(C.U.P. H51B03000050009)

LOTTO 3 - TRATTA "C"
dal Km. 74+075 al Km 75+625

TITOLO ELABORATO:

**INTERVENTI DI INSERIMENTO PAESAGGISTICO E AMBIENTALE
OPERE DI MITIGAZIONE ACUSTICA - PARTE GENERALE
RELAZIONE STRUTTURALE E DI CALCOLO**

P V D A C G E M A 3 C 0 0 0 - 0 0 1 0 0 0 2 R A 0

SCALA: -

REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	PROTECO	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

Ing. Giuseppe FASIOL

IL COMMISSARIO:

Ing. Silvano VERNIZZI

VALIDAZIONE:

PROTOCOLLO : _____

DEL: _____

SOMMARIO

1. PREMESSA	2
1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA E CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE, ANALISI E VERIFICA	2
2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO	6
2.1 NORME DI RIFERIMENTO COGENTI	6
2.2 ALTRE NORME E DOCUMENTI TECNICI INTEGRATIVI	6
3. DESCRIZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	6
4. AZIONI DI PROGETTO	7
4.1 CARICHI PERMANENTI	7
4.2 AZIONI VARIABILI	7
4.3 CLASSI DI BARRIERE PER IL PROGETTO STRUTTURALE	13
4.4 COMBINAZIONI	16
4.5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	16
5. PROGETTO DEGLI ELEMENTI FUORI TERRA	17
5.1 AZIONI DI PROGETTO	17
5.2 PROGETTO E VERIFICA ELEMENTI PREFABBRICATI (CLS)	19
6. PROGETTO E VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE	20
6.1 AZIONI DI PROGETTO	20
6.2 PROGETTO E VERIFICA ELEMENTI PREFABBRICATI PER BARRIERE IN CALCESTRUZZO (CLS)	21
7. ALLEGATI	24

1. PREMESSA

Le opere strutturali oggetto della presente progettazione sono le costruende strutture di supporto delle barriere acustiche previste nel progetto esecutivo dell'intervento di realizzazione della Pedemontana Veneta.

Le barriere acustiche in oggetto sono di nuova realizzazione come tutte le opere strutturali connesse. Le barriere sono posizionate a fianco della strada principale e delle sue diramazioni e sono disposte rispetto alle nuove opere stradali come riportato graficamente negli elaborati del progetto di mitigazione degli effetti acustici.

L'intero tracciato stradale in progetto si sviluppa per 94 km congiungendo l'autostrada A4 e l'autostrada A23. Le progressive chilometriche dell'opera vanno da -4+350 a +90+200 mentre le quote altimetriche variano da +78 m s.l.m. a +180 m s.l.m. I territori comunali e provinciali interessati sono diversi ma l'intera opera stradale e, quindi, le opere oggetto della progettazione strutturale ricadono nella regione Veneto.

Il tratto stradale interessato è compreso fra la progressiva 74+075 e la progressiva 75+625.

1.1 Descrizione dell'opera e criteri generali di progettazione, analisi e verifica

1.1.1 Barriere in progetto

Le barriere in progetto sono diverse per tipologia, altezza, quota di installazione rispetto alla quota di base del profilo verticale del vento, modalità di vincolo alla base.

Le tipologie di barriera sono due:

- barriere in calcestruzzo prefabbricate [CLS], rivestite o semplici;
costituite da elementi prefabbricati in calcestruzzo armato autoportanti;
con altezze fuori terra di 3, 4 e 5 m;
installate su piani di posa appositi.

Di seguito l'elenco dei tratti di barriera previsti in progetto con l'indicazione dei parametri che le caratterizzano.

Identif.	Asse viario	Lato	Progr. Inizio [m]	Progr. Inizio [m]	Tipologia	Altezza [m]	Interasse [m]
V2801_	Princ.	Nord	74+750	74+850	CLS	4	CONT
V2802_	Princ.	Sud	74+760	74+860	CLS	5	CONT
V2803_	Princ.	Nord	75+100	75+240	CLS	5	CONT
V2805a	Princ.	Nord	75+250	75+370	CLS	3	CONT
V2805b	Princ.	Nord	75+380	75+550	CLS	3	CONT
E2809_	Princ.	Nord	75+555	75+600	CLS	3	CONT
E2808_	Sec.	Sud	75+005	75+110	CLS	4	CONT
V2804_	Princ.	Sud	74+400	75+555	CLS	5	CONT

1.1.2 Elementi strutturali per barriere assemblate in opera

Le barriere in oggetto sono realizzate da una successione di elementi portanti verticali indipendenti fra cui sono posizionati gli elementi fonoassorbenti privi di funzione strutturale.

L'interasse fra gli elementi portanti verticali è pari a 2 m.

Le fondazioni, superficiali e di tipo nastriforme, forniscono il vincolo alla base degli elementi portanti verticali e supportano i pannelli nei tratti fra un elemento verticale ed il successivo.

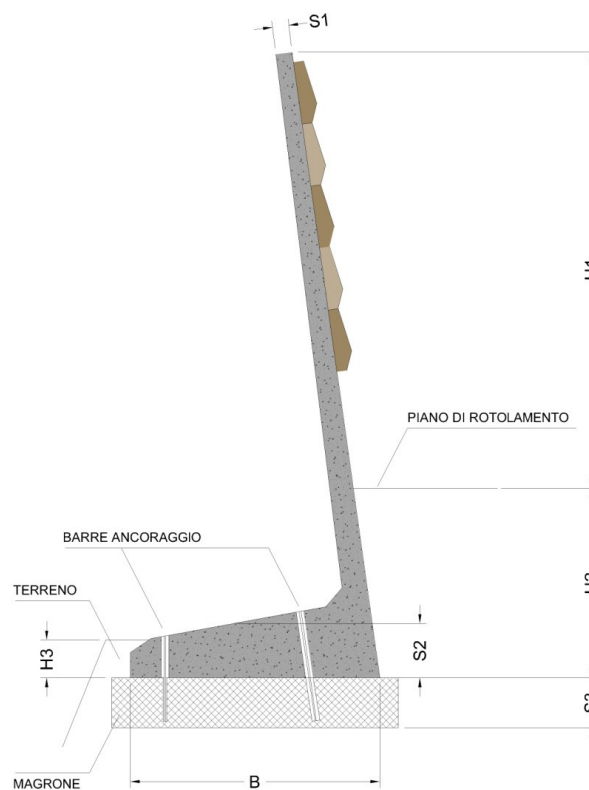
Quando installati su opere d'arte (viadotti, muri di sostegno, ecc.) i montanti vengono fissati direttamente a queste ultime che si assumono adeguate allo scopo.

1.1.3 Barriere autoportanti prefabbricate

Le barriere in oggetto sono realizzate da una successione di elementi portanti verticali con funzione fonoassorbente.

Gli elementi che costituiscono la barriera hanno sezione trasversale ad “L” con vela inclinata di 8° verso il centro dell’elemento. La vela ha spessore variabile ed è raccordata all’elemento orizzontale di base, anch’esso di spessore variabile attraverso un allargamento di sezione.

Gli elementi prefabbricati previsti in progetto sono descritti nella tabella seguente dai parametri definiti nello schema grafico.



Identif.	H1 [m]	H2 [m]	H3 [m]	B [m]	S1 [m]	S2 [m]	S3 [m]	Anc.
PREF-A	3.1	0.50	0.5	1.35	0.15/0.15	0.40	0.3	NO
PREF-C	4.1	0.55	0.5	1.70	0.20/0.24	0.45	0.1	NO
PREF-E	5.1	0.60	0.6	1.95	0.20/0.24	0.50	0.1	NO

1.1.4 Metodologia di progetto

Per la ripetitività che le caratterizza, le strutture sono state progettate e verificate con riferimento ad un singolo tratto di lunghezza unitaria o pari all'interasse fra gli elementi verticali di supporto.

Per l'analogia funzionale che caratterizza le parti fuori terra e quelle poste al di sotto del piano campagna, tanto i sistemi montante + fondazione quanto quelli prefabbricati monolitici sono stati studiati come sistemi costituiti da due parti.

La parte fuori terra è soggetta alle azioni del vento, oltre che del peso proprio e del sisma, e quella di fondazione soggetta alle spinte non contrastate del terreno e alle azioni trasmesse dal piede della mensola fuori terra.

2. QUADRO NORMATIVO DI RIFERIMENTO ADOTTATO

2.1 Norme di riferimento cogenti

- D.M. 14 gennaio 2008: “Nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- Circ. Min. 2 febbraio 2009: Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

2.2 Altre norme e documenti tecnici integrativi

- CNR-DT 207/2008: “Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni”;
- UNI EN 1974-1 ed. 2004: “Dispositivi per la riduzione del rumore da traffico - Prestazioni meccaniche e requisiti di stabilità”.

3. DESCRIZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

In base alla geometria della sezione interessata dall’installazione, le barriere, quando non installate mediante elementi di ancoraggio su altri manufatti, sono fondate su terreno naturale o rilevato stradale.

Sulla base della documentazione geologica e geotecnica del progetto stradale, il terreno naturale può considerarsi omogeneo nel tratto interessato dalle opere in oggetto ed è caratterizzato da:

- peso specifico: 19 kN/m³;
- angolo di resistenza al taglio: 33°;
- coesione nulla.

Per il terreno costituente i rilevati stradali si assume, invece:

- peso specifico: 19 kN/m³;
- angolo di resistenza al taglio: 30°;
- coesione nulla.

4. AZIONI DI PROGETTO

Si riportano di seguito, per le diverse azioni considerate, le assunzioni, i valori dei parametri di base, comuni a tutti i tratti di barriera progettati e ed i parametri variabili utilizzati in seguito.

4.1 Carichi permanenti

Sono stati considerati i seguenti **carichi strutturali** (G_1):

- peso proprio montante computato automaticamente a seconda del profilo scelto;
- peso proprio dell'elemento prefabbricato definito in ragione dei volumi considerando un peso del calcestruzzo armato di 25 kN/m³;

ed i seguenti **non-strutturali** (G_2):

- peso proprio pannelli in vetro 0.6 kN/m².

4.2 Azioni variabili

Per la verifica delle strutture in oggetto sono state considerate tanto le azioni variabili di origine naturale quanto quelle di origine antropica.

L'estensione dell'area interessata dalle installazioni comporta una variabilità delle azioni ambientali e sismiche legate alla variabilità plano-altimetrica e delle caratteristiche proprie dei siti di installazione. Le azioni di progetto delle specifiche barriere sono state quindi definite lungo il tracciato in corrispondenza delle sezioni del progetto stradale.

I tratti di barriera sono stati verificati per le azioni più gravose. In funzione della variabilità delle azioni all'interno del tratto di barriera questo è stato suddiviso in sotto-tratti caratterizzati da valori omogenei dell'azione.

4.2.1 Neve (Q_N)

Il carico da neve non è stato considerato in quanto non sono presenti superfici rilevanti con inclinazione inferiore a 60° sull'orizzontale.

4.2.2 Vento (Q_v)

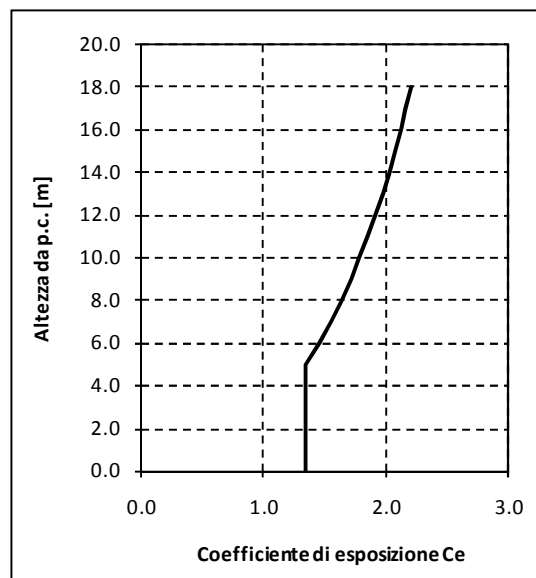
Il carico da vento è determinato sulla base sia dalle caratteristiche del sito che dalla geometria della sezione stradale e della barriera analizzate.

Nel riquadro che segue si riportano i parametri che sono stati fissati, indipendentemente dalla posizione della sezione di verifica lungo il tracciato.

Zona vento:	1 ($v_{b,0} = 25$ m/s; $a_0 = 1000$ m; $k_a = 0.015$ 1/s)
Quota:	Inferiore ad a_0
Tempo di ritorno:	50 anni
Classe di rugosità del terreno:	C [Aree con ostacoli diffusi]
Categoria esposizione:	III ($k_r = 0.20$; $z_0 = 0.10$ m; $z_{\min} = 5$ m)
Pressione cinetica di riferimento:	(q_b) = 0.39 kN/m ²

Il carico da vento di progetto è stato ottenuto amplificando la pressione cinetica di riferimento mediante:

- il coefficiente di esposizione $c_e(z)$ relativo all'altezza massima della barriera rispetto al piano campagna (l'andamento del valore di amplificazione in funzione dell'altezza rispetto al piano campagna è riportato in figura);



- il coefficiente aerodinamico complessivo c_p definito, come illustrato nel riquadro che segue, in funzione della distanza dalle estremità del tratto;

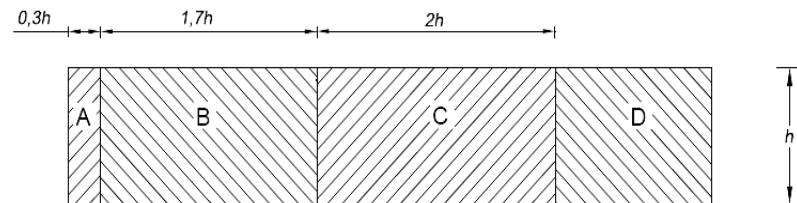


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

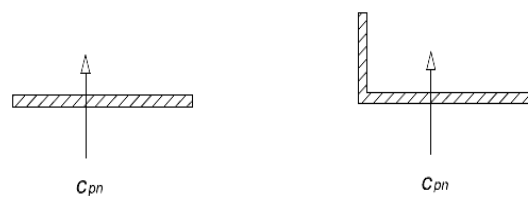


Figura G.22 – Muri e parapetti senza e con chiusura laterale.

Tabella G.X – Coefficienti di pressione complessiva per muri e parapetti.

φ	Chiusura laterale	l/h	A	B	C	D
1,0	no	<3	2,3	1,4	1,2	1,2
		5	2,9	1,8	1,4	
		>10	3,4	2,1	1,7	
	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
0,8	si/no	tutti	1,2			

Nell'appendice G.5 del DT-CNR 207/2008 sono forniti i coefficienti di pressione complessiva per costruzioni analoghe alle barriere, in base alla distanza dall'estremità del tratto ed alla presenza o meno di elementi di chiusura laterale.

In accordo a quanto indicato nel documento CNR si sono definite tre fasce B, C e D (per la fascia A, in virtù degli interassi e delle altezze considerate, le azioni sono risultate assimilabili a quelle della adiacente fascia B), di estensione variabile con l'altezza della barriera, per le quali si sono definite diverse azioni da vento.

Tenendo conto che il fattore di riempimento delle barriere è del 100%, che la loro estensione è sempre maggiore di 10 volte l'altezza e che non sono presenti chiusure laterali, la pressione agente sul pannello è stata determinata applicando:

- $c_p = 1.2$ nelle parti distanti più di 4 volte l'altezza dall'estremità del tratto;
- $c_p = 1.7$ nelle parti fra 4 e 2 volte l'altezza dall'estremità del tratto;
- $c_p = 2.1$ nelle parti iniziali e finali del tratto sino a 2 volte l'altezza.

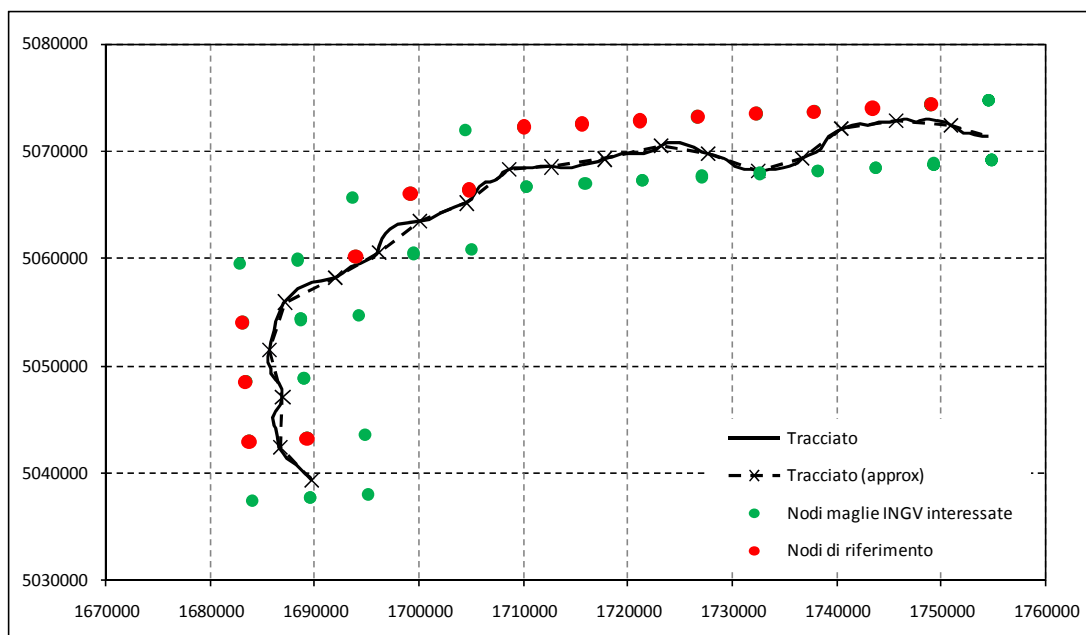
4.2.3 Azione sismica

Il periodo di riferimento per la determinazione dell'azione sismica è stato definito a partire dalle caratteristiche delle opere che sono riportate nel riquadro che segue.

Vita nominale: 50 anni	Classe d'uso: III
------------------------	-------------------

Per la definizione dell'azione sismica lungo il tracciato è stato definito un profilo della pericolosità sismica di base corrispondente allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), corrispondente ad un Tempo di Ritorno (T_R) di 1462 anni.

La determinazione dei parametri descrittivi della pericolosità sismica di base è stata eseguita con riferimento ai parametri calcolati dall'INGV e riportati nel database allegato alle NTC. Ad ogni tratto del tracciato è stata attribuita la pericolosità sismica di base propria del nodo caratterizzato dai valori più sfavorevoli fra quelli della maglia di pertinenza.

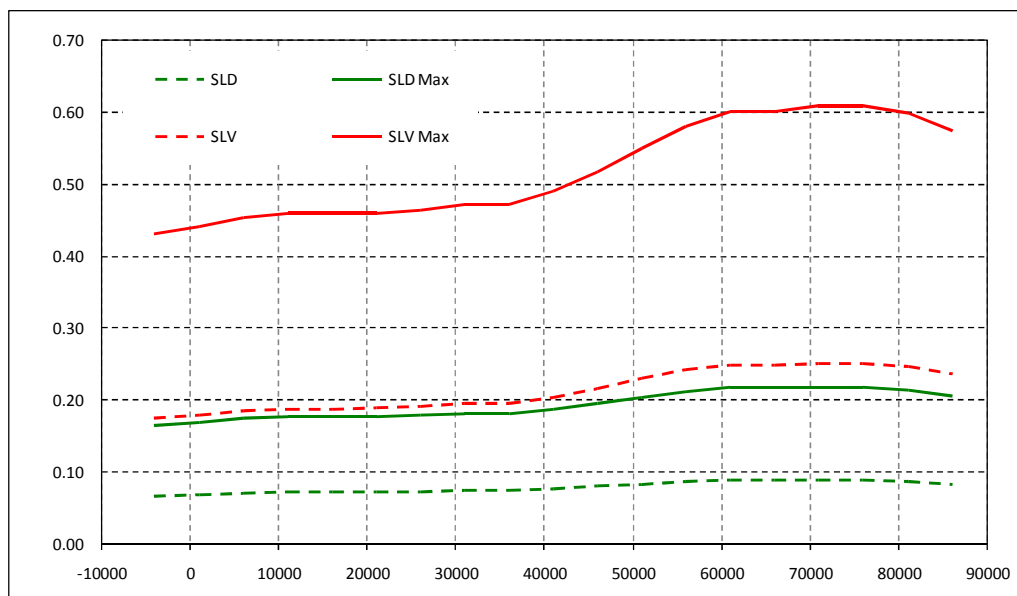


Stralcio sovrapposizione del tracciato alla griglia di nodi INGV

I valori caratterizzanti le accelerazioni orizzontali al bedrock sono riportati per i diversi tratti del tracciato nella tabella e nel grafico che seguono.

Sisma di calcolo	Progressiva [m]		ID Nodo di rif.	SLV Tr = 1462 anni			
	DA	A		a_g/g	F_o	T_c^*	$a_g F_o/g$
S01	-4000	-1500	12292	0.18	2.45	0.28	0.43
S02	-1500	3500	12291	0.18	2.45	0.28	0.44
S03	3500	8500	12069	0.19	2.45	0.28	0.45
S04	8500	13500	11847	0.19	2.44	0.28	0.46
S05	13500	18500	11847	0.19	2.44	0.28	0.46
S06	18500	23500	11627	0.19	2.42	0.29	0.46
S07	23500	28500	11406	0.19	2.41	0.29	0.46
S08	28500	33500	11407	0.20	2.41	0.29	0.47
S09	33500	38500	11407	0.20	2.41	0.29	0.47
S10	38500	43500	11186	0.21	2.39	0.30	0.49
S11	43500	48500	11187	0.22	2.38	0.31	0.52
S12	48500	53500	11188	0.23	2.39	0.32	0.55
S13	53500	58500	11189	0.24	2.39	0.33	0.58
S14	58500	63500	11190	0.25	2.41	0.33	0.60
S15	63500	68500	11190	0.25	2.41	0.33	0.60
S16	68500	73500	11191	0.25	2.42	0.33	0.61
S17	73500	78500	11191	0.25	2.42	0.33	0.61
S18	78500	83500	11192	0.25	2.42	0.33	0.60
S19	83500	90425	11193	0.24	2.43	0.33	0.58

Accelerazioni orizzontali [g] vs posizione lungo il tracciato [m]



Combinando il profilo della pericolosità sismica di base con quello delle categorie di suolo e delle condizioni topografiche si sono determinate le diverse pseudo-accelerazioni per le diverse barriere.

L'azione sulla specifica barriera è definita particolarizzando l'azione indicata nel profilo sulla base della geometria della barriera stessa.

4.2.4 Azione da rimozione della neve

Tale azione non viene considerata in quanto le sezioni stradali prevedono l'installazione di barriere stradali di altezza tale da evitare che la neve spostata dai mezzi spazzaneve raggiunga le barriere acustiche.

4.2.5 Azione dinamica esercitata dall'aria al passaggio dei veicoli

Tale azione, che per la strada in oggetto risulta pari a 0.8 kN/m^2 , non viene considerata esplicitamente in quanto inferiore alle analoghe azioni esercitate dal vento.

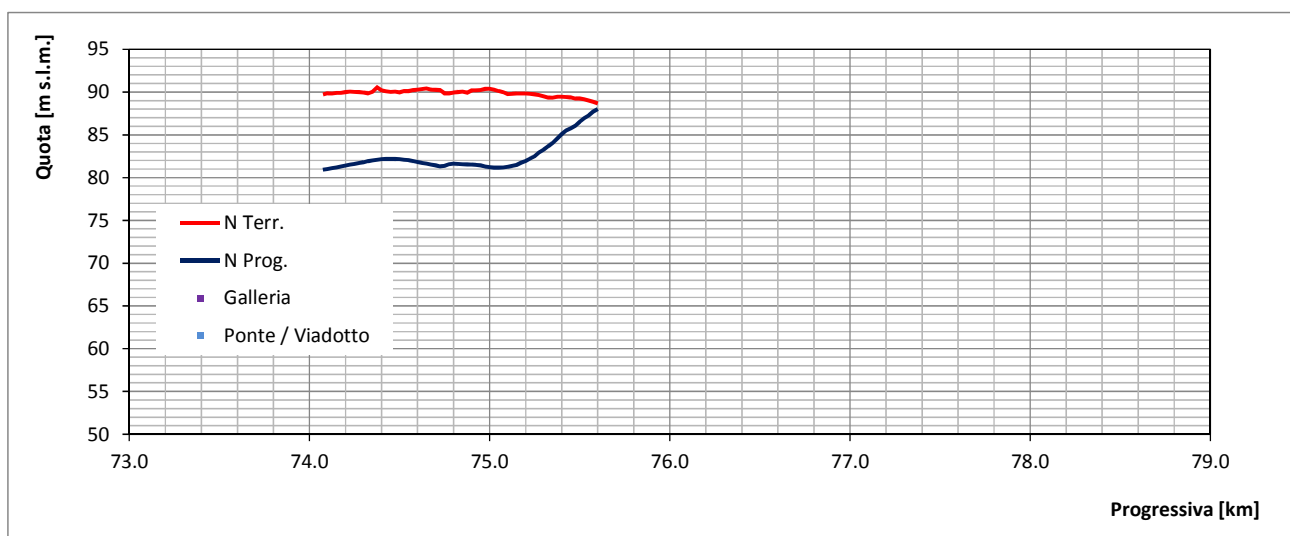
4.3 Classi di barriere per il progetto strutturale

Le barriere acustiche in progetto sono state raggruppate in ragione delle loro caratteristiche geometriche in modo da costituire classi omogenee per tipologia, altezza ed azioni agenti.

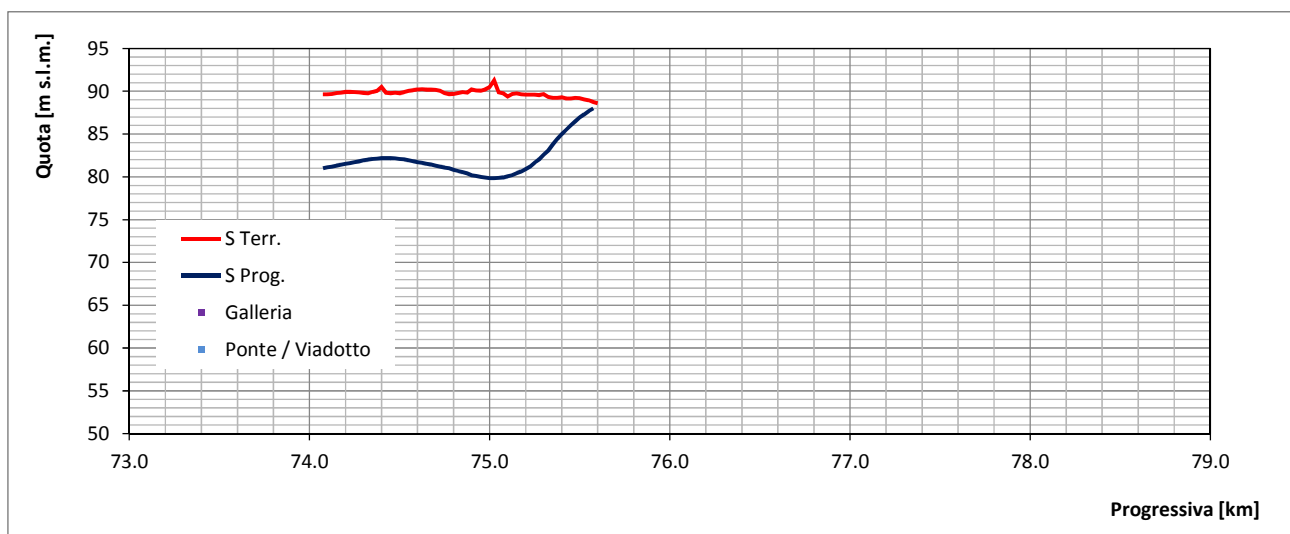
Per ogni barriera la quota di installazione è stata valutata in funzione degli andamenti altimetrici del suolo e del profilo stradale di progetto.

Le barriere in progetto sono state studiate con riferimento a tipologie di barriere omogenee ai fini del progetto strutturale per parametri geometrici e caratteristiche di installazione.

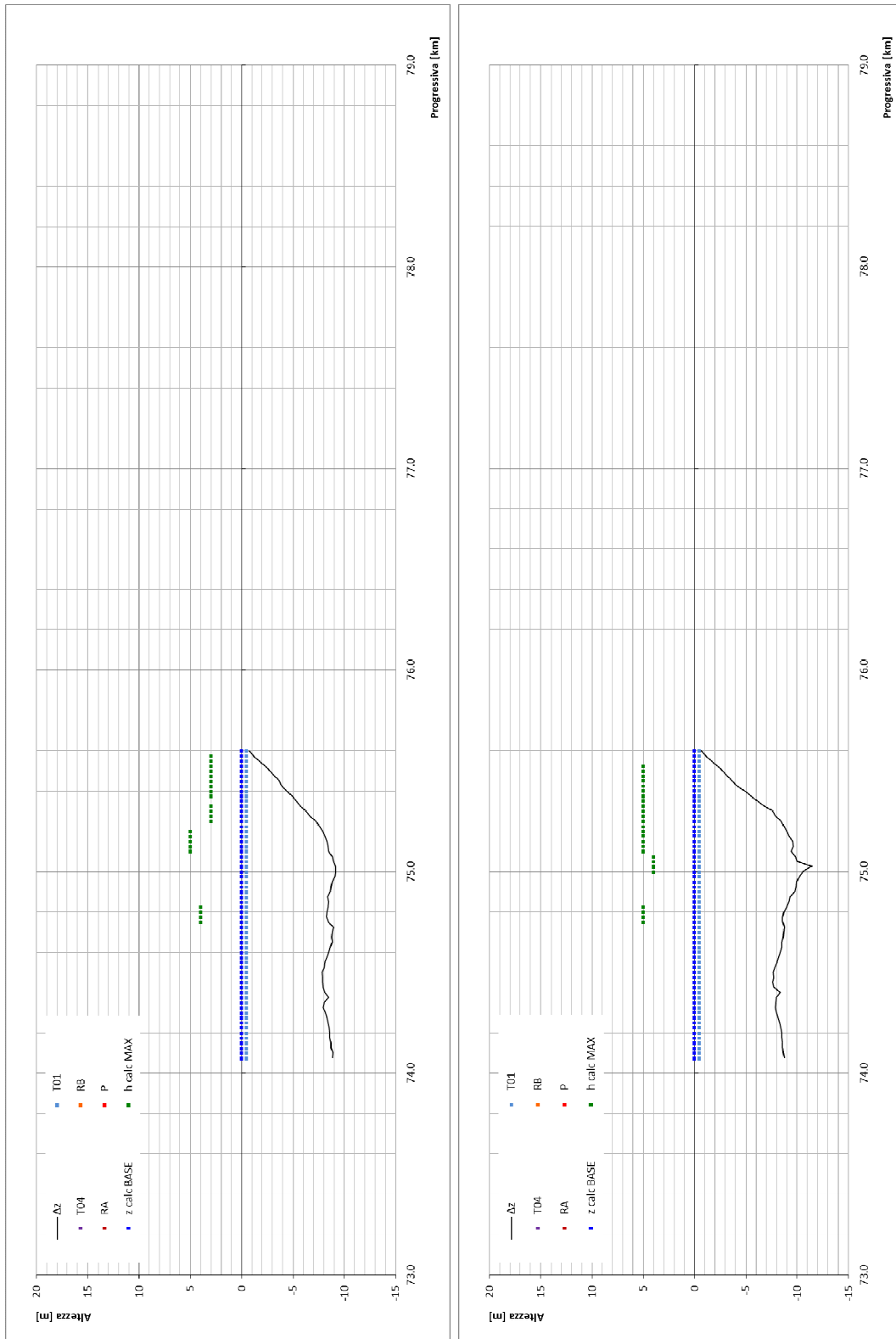
Parametri geometrici e caratteristiche sono riportati nelle tabelle che seguono per le diverse tipologie e per le diverse barriere.



Andamenti altimetrici ed opere d'arte principali per il lato Nord della carreggiata



Andamenti altimetrici ed opere d'arte principali per il lato Sud della carreggiata



Altezze di installazione ed altezze massime di calcolo delle barriere per i lati Nord (a sinistra) e Sud (a destra)

Opere di mitigazione acustica – Relazione strutturale e di calcolo

Barriere tipol. prog. strut.	Tipol. di barriera	Altezza di calcolo barriera	Terreno	Sisma	Quota di base di calcolo	Installazione	Tratti barriere progetto acustico	Progres siva inizio	Progres siva fine	Lungh. approx	Estrem.
		[m]			[m]			[m]	[m]	[m]	
BAR-10	CS	3	T01P	S17B	0	FON	V2805a-1	75250	75350	100	I/F
			T01S	S17B	0	FON	V2805b-1	75375	75550	175	I/F
			T01_	S17B	0	FON	E2809_-1	75550	75600	50	I/F
BAR-11	CS	4	T01P	S17B	0	FON	V2801_-1	74750	74850	100	I/F
			T01P	S17B	0	FON	E2808_-1	75000	75100	100	I/F
BAR-12	CS	5	T01P	S17B	0	FON	V2803_-1	75100	75225	125	I/F
			T01P	S17B	0	FON	V2802_-1	74750	74850	100	I/F
			T01S	S17B	0	FON	V2804_-1	75100	75550	450	I/F

Tratti barriere progetto acustico	Tipol. di barr.	Altezza di calcolo barriera	Terreno	Sisma	Quota di base di calcolo	Install.	Tratti barriere progetto strutt.	Progr.in izio	Progr. fine	Lungh. approx	Estr.	Barriere tipo prog. Strutt.
		[m]			[m]			[m]	[m]	[m]		
E2808_	CS	4	T01P	S17B	0	FON	E2808_-1	75000	75100	100	I/F	BAR-11
E2809_	CS	3	T01_	S17B	0	FON	E2809_-1	75550	75600	50	I/F	BAR-10
V2801_	CS	4	T01P	S17B	0	FON	V2801_-1	74750	74850	100	I/F	BAR-11
V2802_	CS	5	T01P	S17B	0	FON	V2802_-1	74750	74850	100	I/F	BAR-12
V2803_	CS	5	T01P	S17B	0	FON	V2803_-1	75100	75225	125	I/F	BAR-12
V2804_	CS	5	T01S	S17B	0	FON	V2804_-1	75100	75550	450	I/F	BAR-12
V2805a	CS	3	T01P	S17B	0	FON	V2805a-1	75250	75350	100	I/F	BAR-10
V2805b	CS	3	T01S	S17B	0	FON	V2805b-1	75375	75550	175	I/F	BAR-10

4.4 Combinazioni

Per la verifica degli elementi fuori terra sono state considerate le seguenti combinazioni delle azioni:

- SLU1 (Vento varib. princ. + Peso max) $1.3 \cdot G_1 + 1.5 \cdot G_2 + 1.5 \cdot Q_V$;
- SLU2 (Vento varib. princ. + P min*) $1.0 \cdot G_1 + 1.5 \cdot Q_V$;
- SLV (Sisma) $1.0 \cdot G_1 + 1.0 \cdot G_2 + 1.0 \cdot E$;
- SLE_F(Frequente) $1.0 \cdot G_1 + 1.0 \cdot G_2 + 1.0 \cdot Q_V$.

* L'eliminazione del carico derivante dai pannelli e la contemporanea applicazione del carico da vento sulla superficie degli stessi non è realistica ma costituisce una condizione limite di riduzione del peso dei pannelli utile da verificare.

4.5 Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C25/30 (per fondazioni e strutture in elevazione):

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 300 \text{ daN/cm}^2$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 26 \text{ daN/cm}^2$
Modulo di Young	$E = 3.100e+05 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio da c.a. tipo B450C controllato in stabilimento:

Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 4500 \text{ daN/cm}^2$

Acciaio da carpenteria S275:

Tensione di snervamento caratteristica: $f_{yk} = 275 \text{ N/mm}^2$

Bulloneria e barre filettate:

Classe 8.8

5. PROGETTO DEGLI ELEMENTI FUORI TERRA

I montanti in acciaio e le sezioni in c.a. degli elementi prefabbricati sono stati progettati per supportare i pannelli fonoassorbenti, ove presenti, e resistere alle azioni variabili orizzontali. Per le barriere in vetro l'interasse dei montanti è di 2.0 m, mentre per gli elementi autoportanti le verifiche sono condotte con riferimento alla lunghezza unitaria.

Lo schema di calcolo adottato per la porzione fuori terra si mantiene costante per tutte le barriere ed è di mensola con incastro al piede.

5.1 Azioni di progetto

Nella tabella che segue sono riportati i valori di riferimento delle sollecitazioni.

Tipologia barriera	Fasce	Interasse montanti / larghezza di calcolo	Altezza barriera	Quota di base barriera rispetto a p.c.	Fattore di amplificazione / riduzione per schermatura	Pressione del vento fascia A	Pressione del vento per primo/secondo montante (fascia A per $i > 0.3$ h)	Pressione del vento fascia B	Pressione del vento fascia C	Pressione del vento fascia D	Carico da vento fasce A e B per mont. o largh. di calcolo	Carico da vento fascia C per mont. o largh. di calcolo	Carico da vento fascia D per mont. o largh. di calcolo
		m	m	m	m	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m	kN/m	kN/m
BAR-10	A-D	1.00	3.10	0.0	1.00	2.26	1.1/1.8	1.40	1.13	0.80	1.77	1.13	0.80
BAR-11	A-D	1.00	4.10	0.0	1.00	2.26	1.1/2.1	1.40	1.13	0.80	2.05	1.13	0.80
BAR-12	A-D	1.00	5.10	0.0	1.00	2.28	1/2.4	1.41	1.14	0.80	2.43	1.14	0.80

Gli effetti delle azioni sismiche sono stati calcolati con il metodo statico equivalente ed hanno evidenziato come questa azione risulti inferiore alle azioni da vento massime per le barriere in calcestruzzo.

Tipologia barriera	Fasce	Interasse montanti	Massa del sistema	Periodo proprio di oscillazione stimato	Accelerazione orizzontale	Spinta da rimozione neve per unità di lunghezza	Altezza di applicazione della spinta da rimozione neve	Taglio alla base da sisma allo SLV	Momento alla base da sisma allo SLV	Taglio alla base da spinta per rimozione neve allo SLU	Momento alla base da spinta per rimozione neve allo SLU	Minimo taglio alla base da vento allo SLU	Massimo taglio alla base da vento allo SLU
		m	kg	sec	g	kN/m	m	kN	kN m	kN	kN m	kN	kN
BAR-10	A-D	1.00	1674	-	0.21	0.00	0.00	3.39	7.02	0.00	0.00	3.72	8.24
BAR-11	A-D	1.00	2928	-	0.21	0.00	0.00	5.94	16.23	0.00	0.00	4.91	12.63
BAR-12	A-D	1.00	3517	-	0.21	0.00	0.00	7.13	24.24	0.00	0.00	6.16	18.58

Per la verifica degli elementi, delle sezioni maggiormente sollecitate e delle connessioni al piede dei montanti sono state considerate le azioni riportate nella tabella che segue.

Tipologia barriera	Fasce	Profilo o elemento	Altezza di calcolo h	Interasse	Carico assiale G2 valore caratteristico	Spinta del vento valore caratteristico	Deformazione max SLE	Deformazione max SLE / h	N max SLU	N min SLU	V max SLU	M max SLU	Base / Fondazione
			m	m	kN/m	kN/m	mm		kN	kN	kN	kN m	
BAR-10	A-D	PREF-A	3.1	1.0	0.6	1.77	8	1/388	22.3	11.6	8.2	12.8	FT03
BAR-11	A-D	PREF-C	4.1	1.0	0.6	2.05	12	1/342	38.8	21.5	12.6	25.9	FT04
BAR-12	A-D	PREF-E	5.1	1.0	0.6	2.43	15	1/340	46.7	25.5	18.6	47.4	FT05

5.2 Progetto e verifica elementi prefabbricati (CLS)

La verifica di resistenza dell'elemento prefabbricato viene effettuata di seguito congiuntamente alla verifica della parte di fondazione.

A meno che non sia diversamente indicato si assume che le vele e le basi siano armate in maniera uniforme con 5 ferri $\varnothing 12$ ($\varnothing 16$ per gli elementi da 4 m e $\varnothing 18$ per quelli da 5 m) al metro verticali su entrambi i lati e ferri orizzontali pari al minimo di normativa.

Per quanto concerne la verifica degli elementi installati su opere d'arte, rimanendo valide le sollecitazioni di progetto adottate per gli elementi comprensivi di fondazione, si considerano valide le verifiche effettuate sugli elementi interi.

L'ancoraggio degli elementi all'opera d'arte dovrà essere realizzato mediante $2+2\varnothing 16$ per metro, disposti su file a distanza non minore di 40 cm (50 cm per gli elementi da 5 m) e ancorati per 40 cm nell'opera.

Nel caso di ancoraggio mediante tasselli, questi dovranno essere in grado di esibire allo SLU una trazione massima pari a 40 kN.

6. PROGETTO E VERIFICA ELEMENTI DI FONDAZIONE

Le fondazioni sono state verificate con la metodologia adottata per i muri di sostegno in quanto l'installazione in prossimità di scarpate le espone a spinte del terreno non bilanciate.

La configurazione scelta è quella senza riporto sulla suola e rinterro spingente dal lato inclinato.

6.1 Azioni di progetto

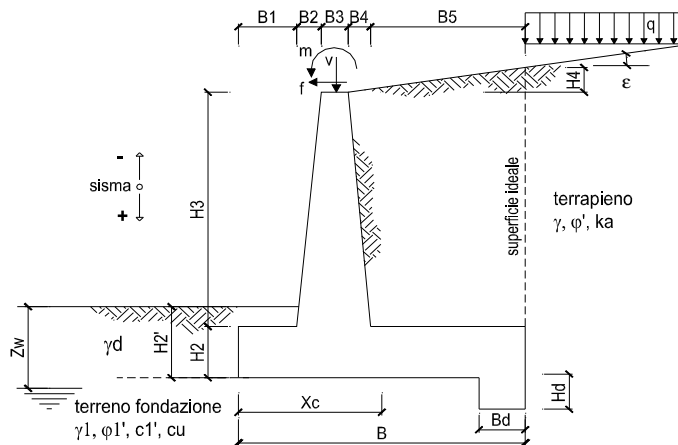
Le azioni di progetto trasmesse dalle porzioni fuori terra, montanti o vele, sono le medesime indicate nel capitolo relativo alle verifiche degli elementi fuori terra.

Le spinte del terreno, sono determinate automaticamente dal software di calcolo e sono descritte negli allegati tabulati di calcolo.

6.2 Progetto e verifica elementi prefabbricati per barriere in calcestruzzo (CLS)

Di seguito i risultati delle analisi condotte e riportate per esteso in allegato.

6.2.1 Fondazione FT03 per barriere PREF-A (BAR-10)



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.15	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.15	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.35	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.35	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.68	(m)

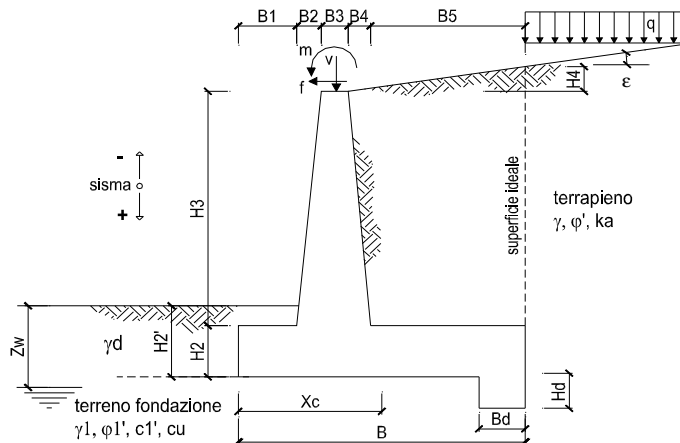
Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.75	1.11	1.73
Sismico	1.90	1.77	7.52

L'elemento risulta verificato considerando un'armatura principale equivalente a 5 \emptyset 12 al metro.

6.2.2 Fondazione FT04 per barriere PREF-C (BAR-11)



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.15	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.24	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.35	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.11	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.85	(m)

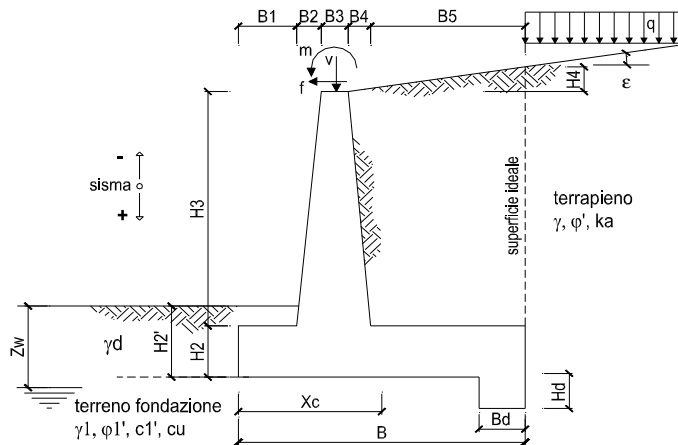
Peso Specifico del Calcestruzzo	γ_{cls} =	25.00	(kN/m ³)
---------------------------------	------------------	-------	----------------------

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.89	1.15	1.97
Sismico	1.96	1.97	8.14

L'elemento risulta verificato considerando un'armatura principale equivalente a 5 Ø 12 al metro.

6.2.3 Fondazione FT05 per barriere PREF-E (BAR-12)



DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.10	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.25	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.95	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.65	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.05	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.98	(m)

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

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	4.45	2.57	20.11
Sismico	2.25	2.69	14.19

L'elemento risulta verificato considerando un'armatura principale equivalente a 5 Ø 16 al metro.

6.2.4 Conclusioni

Come evidenziato dalle verifiche di resistenza e deformabilità condotte, tutti gli elementi strutturali definiti risultano soddisfare le prestazioni di sicurezza imposte dalle vigenti norme.

Le valutazioni condotte a mezzo software di calcolo automatico sono da ritenersi attendibili in quanto validate mediante confronto con i risultati attesi.

7. ALLEGATI

- Descrizioni procedure di calcolo ed Elaborati di calcolo.

ALLEGATO 1

DESCRIZIONE PROCEDURE DI CALCOLO

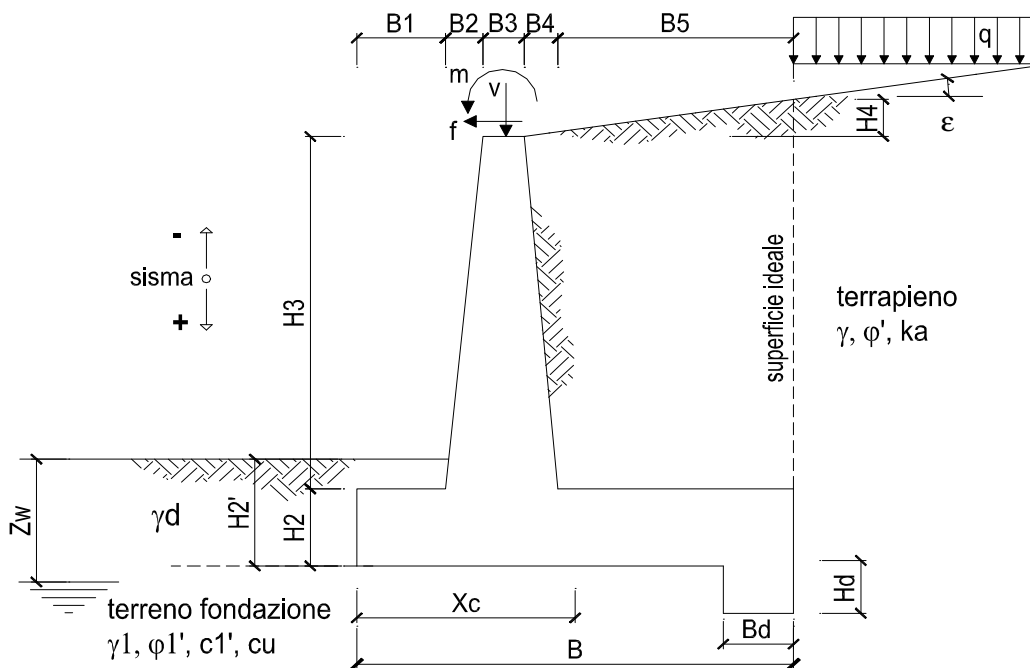
La determinazione delle sollecitazioni per azioni statiche è stata effettuata secondo le regole della teoria dell'elasticità. Le sollecitazioni sismiche sono state determinate mediante analisi statica equivalente.

Le verifiche sono state condotte secondo il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

Le informazioni qui riportate vanno integrate con quanto riportato nella relazione di calcolo.

VERIFICA FONDAZIONE

FT03



OPERA Eempio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.15	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.15	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.35	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.35	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.20	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.00	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.68	(m)

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

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	0.56	0.56	0.51
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	11.81	11.81	10.63
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	12.38	12.38	11.14

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

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

- 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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 * (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 * (B1 + B2 + 0,5 * B3)$	(kNm/m)	0.72	0.72	0.65
Mm3 =	$Pm3 * (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)	7.97	7.97	7.18
Mm5 =	$Pm5 * (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	8.69	8.69	7.82

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

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

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

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

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm * kh$	(kN/m)		2.97
Ps v =	$Pm * kv$	(kN/m)		1.49

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

Ptsh =	$Pt * kh$	(kN/m)		0.00
Ptsv =	$Pt * kv$	(kN/m)		0.00

- 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)		0.06
MPs3 h =	$kh * Pm3 * (H2 + H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h =	$kh * Pm4 * (H2/2)$	(kNm/m)		0.50
MPs5 h =	$-kh * Pm5 * (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		0.55

- 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)		0.09
MPs3 v =	$kv * Pm3 * (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 v =	$kv * Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)		0.96
MPs5 v =	$kv * Pm5 * (B - Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v =	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)		1.04

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

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

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

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	0.71	0.92	0.95
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.66	0.86	0.91
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.24	0.31	0.27
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	0.11	0.14	0.15
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.33	0.42	0.36
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	10.91	15.88	15.41
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	2.75	4.13	4.13
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	15.17	15.17	13.66

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	24.59	(kN/m)	
-----	--	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	9.11	(kN/m)	
-----	-----------------	------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.75	>	1.1
------------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	21.48	(kNm/m)	
------	-------------------------	-------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	19.32	(kNm/m)	
------	--	-------	---------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1.11	>	1
------------------------	----------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$		24.59	24.59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		9.11	9.11	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		4.14	4.14	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		12.46	12.46	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma'd'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.51	0.51	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.34	0.34	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

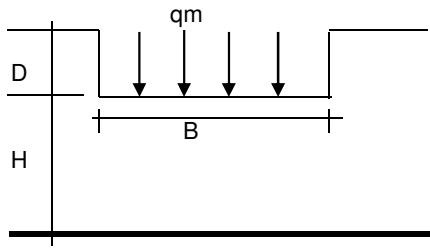
$i_q = (1 - T / (N + B^*c' \cotg \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.40	0.40	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.37	0.37	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \cotg \phi'))^{m+1}$		0.25	0.25	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	126.24	126.24	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	1.73	>	1.4
		Nmax	1.73	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	24.52	(kN/m)
M	6.13	(kNm/m)
$e=M/N$	0.25	(m)
B^*	0.85	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.50	(m)
D/B^* =	0.59	(m)
Hs/B^* =	3.53	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 28.92 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.934 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.92 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 0.14 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	0.71	0.71	0.86
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.54	0.54	0.63
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.66	0.66	0.83
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.51	0.51	0.60
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.24	0.24	0.25
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.18	0.18	0.18
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	0.11	0.11	0.14
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.13	0.13	0.15
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.33	0.33	0.33
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.25	0.25	0.24
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)		10.18
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		1.95
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		15.17

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	26.19	(kN/m)
---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$	8.04	(kN/m)
---	------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0.65	(-)
--------------------	------	-----

$F_s = (N \cdot f + Sp) / T$	2.11	>	1.1
------------------------------	-------------	---	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$	23.86	(kNm/m)
------------------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	11.36	(kNm/m)
--	-------	---------

$F_r = M_s / M_r$	2.10	>	1
-------------------	-------------	---	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$	26.19	26.19	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	8.04		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	12.56	12.56	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	5.12	5.12	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.20	0.20	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.96	0.96	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.48	0.48	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.46	0.46	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.33	0.33	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	225.70	225.70	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	8.27	>	1.4
		Nmax	8.27	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	0.71	0.71	0.86
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	0.41	0.41	0.48
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	0.66	0.66	0.83
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	0.39	0.39	0.46
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)	0.24	0.24	0.25
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	0.14	0.14	0.14
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 =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	0.11	0.11	0.14
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.10	0.10	0.11
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.33	0.33	0.33
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.19	0.19	0.18
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		10.18
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		1.95
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		15.17

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	23.17	(kN/m)	
-----	--	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	7.92	(kN/m)	
-----	--------------------------------------	------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	tgφ1'	0.65	(-)	
-----	-------	------	-----	--

Fs =	(N*f + Sp) / T	1.90	>	1.1
-------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	Mm + Mt + Mfext3	23.86	(kNm/m)	
------	------------------	-------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	13.46	(kNm/m)	
------	--------------------------------------	-------	---------	--

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		23.17	23.17	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		7.92		(kN/m)
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$				
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		10.45	10.45	(kNm/m)
$MM = \Sigma M$				
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		5.20	5.20	(kNm/m)
$M = X_c \cdot N - MM$				

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.22	0.22	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.90	0.90	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0.29	0.29	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	193.27	193.27	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	7.52	>	1.4
		Nmax	7.52	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

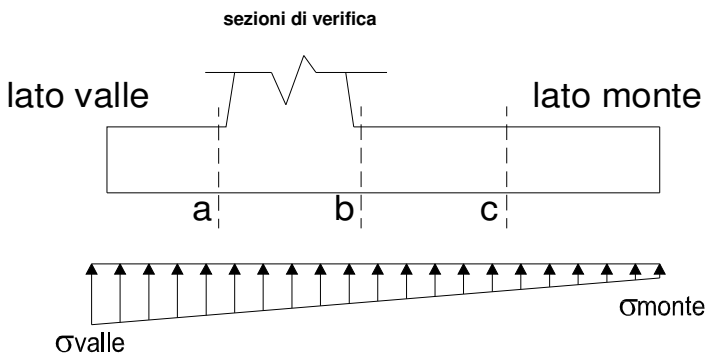
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.35 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.30 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	24.59	12.46	97.44	0.00
	24.59	12.46	97.44	0.00
sisma+	26.19	5.12	36.24	2.56
	26.19	5.12	36.24	2.56
sisma-	23.17	5.20	34.27	0.06
	23.17	5.20	34.27	0.06



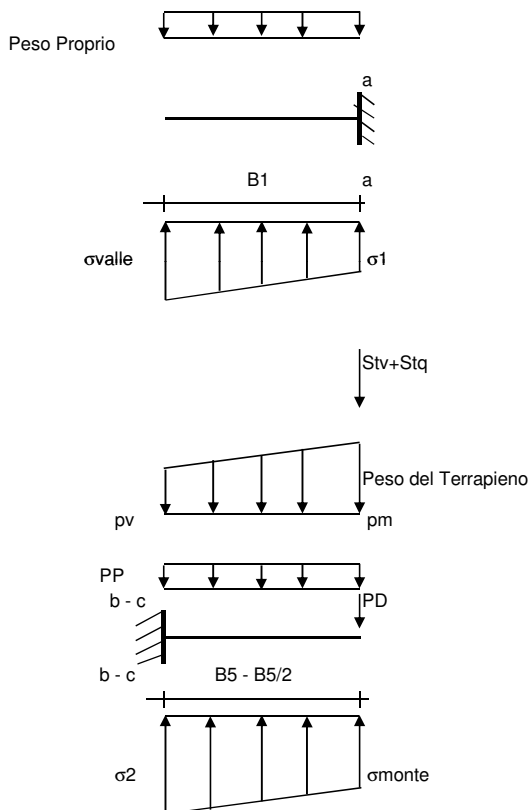
Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 8.75 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	97.44	-134.24	19.07	14.09
	97.44	-134.24	19.07	14.09
sisma+	36.24	6.30	11.85	10.77
	36.24	6.30	12.61	10.77
sisma-	34.27	3.86	11.83	8.08
	34.27	3.86	11.08	8.08



Mensola Lato Monte

$$PP = 8.75 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

$$p_m = \frac{N_{min}}{B_5} = \frac{N_{max\ stat}}{B_5} = \frac{N_{max\ sism}}{B_5} \quad (kN/m^2)$$

$$p_{vb} = \frac{N_{min}}{B_5} = \frac{N_{max\ stat}}{B_5} = \frac{N_{max\ sism}}{B_5} \quad (kN/m^2)$$

$$p_{vc} = \frac{N_{min}}{B_5} = \frac{N_{max\ stat}}{B_5} = \frac{N_{max\ sism}}{B_5} \quad (kN/m^2)$$

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B_5 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	0.00	0.00	-0.31	0.00	0.00	-0.31
	0.00	0.00	0.00	-0.31	0.00	0.00	-0.31
sisma+	2.56	2.56	0.00	-0.43	2.56	0.00	-0.43
	2.56	2.56	0.00	-0.43	2.56	0.00	-0.43
sisma-	0.06	0.06	0.00	-0.38	0.06	0.00	-0.38
	0.06	0.06	0.00	-0.38	0.06	0.00	-0.38

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

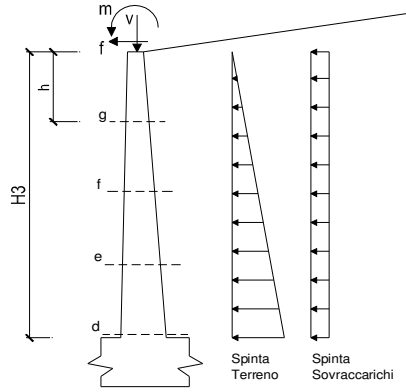
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	17.12	17.12	11.90	0.56	12.46
e-e	0.11	0.00	0.00	16.81	16.81	11.90	0.42	12.32
f-f	0.08	0.00	0.00	16.50	16.50	11.90	0.28	12.18
g-g	0.04	0.00	0.00	16.19	16.19	11.90	0.14	12.04

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.08	0.00	8.25	8.33
e-e	0.11	0.04	0.00	8.25	8.29
f-f	0.08	0.02	0.00	8.25	8.27
g-g	0.04	0.00	0.00	8.25	8.25

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	0.00	10.77	0.01	10.78	11.90	0.63	12.53
e-e	0.11	0.00	0.00	0.00	10.62	0.01	10.63	11.90	0.47	12.37
f-f	0.08	0.00	0.00	0.00	10.47	0.00	10.48	11.90	0.32	12.22
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	10.33	0.00	10.33	11.90	0.16	12.06

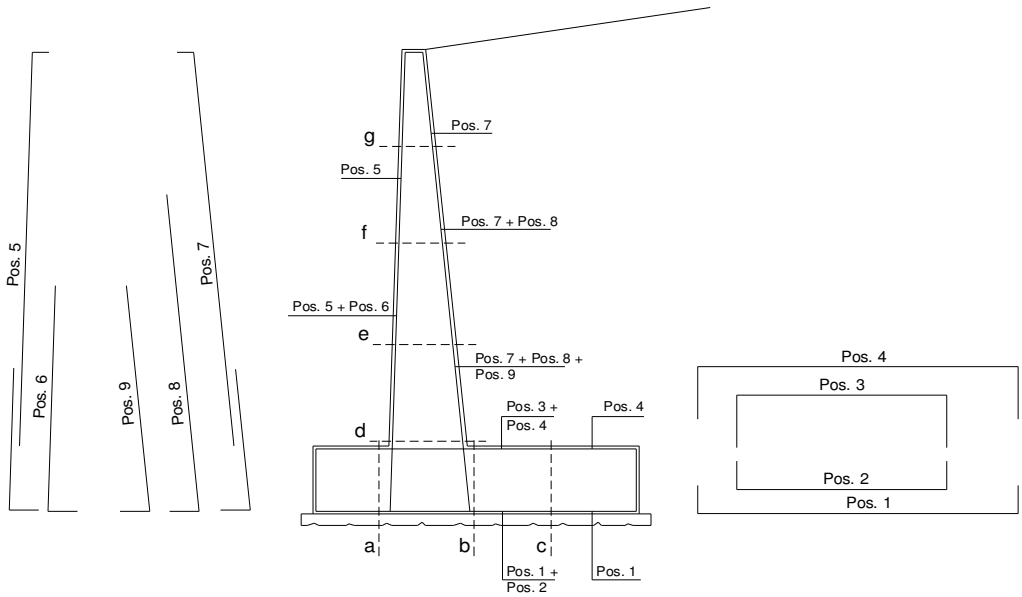
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.06	0.05	0.00	3.90	0.14	4.14
e-e	0.11	0.03	0.03	0.00	3.90	0.10	4.06
f-f	0.08	0.01	0.01	0.00	3.90	0.07	3.99
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	3.90	0.03	3.94

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	0.00	10.77	0.01	10.78	11.90	0.50	12.40
e-e	0.11	0.00	0.00	0.00	10.62	0.01	10.63	11.90	0.37	12.27
f-f	0.08	0.00	0.00	0.00	10.47	0.00	10.48	11.90	0.25	12.15
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	10.33	0.00	10.33	11.90	0.12	12.02

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.06	0.04	0.00	3.90	0.14	4.13
e-e	0.11	0.03	0.02	0.00	3.90	0.10	4.06
f-f	0.08	0.01	0.01	0.00	3.90	0.07	3.99
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	3.90	0.03	3.94

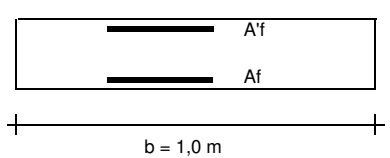
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

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

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	19.07	0.00	0.35	5.65	5.65	70.69
b - b	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	70.69
c - c	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	70.69
d - d	17.12	12.46	0.15	5.65	5.65	26.95
e - e	16.81	12.32	0.15	5.65	5.65	26.95
f - f	16.50	12.18	0.15	5.65	5.65	26.94
g - g	16.19	12.04	0.15	5.65	5.65	26.94

(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	14.09	0.35	155.43	10	20	20	21.8	535.91	Armatura a taglio non necessaria
b - b	0.43	0.35	155.43	10	20	20	21.8	535.91	Armatura a taglio non necessaria
c - c	0.43	0.35	155.43	10	20	20	21.8	535.91	Armatura a taglio non necessaria
d - d	8.33	0.15	70.55	10	20	20	21.8	190.16	Armatura a taglio non necessaria
e - e	8.29	0.15	70.53	10	20	20	21.8	190.16	Armatura a taglio non necessaria
f - f	8.27	0.15	70.52	10	20	20	21.8	190.16	Armatura a taglio non necessaria
g - g	8.25	0.15	70.50	10	20	20	21.8	190.16	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

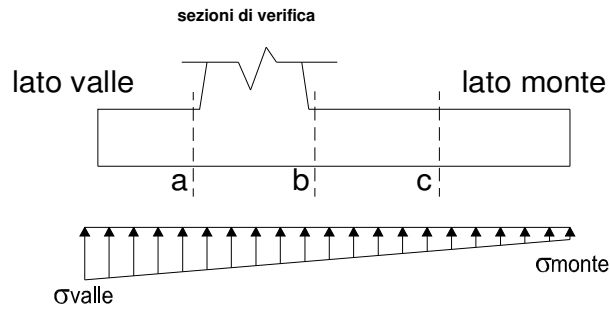
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.35 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.30 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	24.52	6.13	38.44	0.00
	24.52	6.13	38.44	0.00
Q.P.	24.52	6.13	38.44	0.00
	24.52	6.13	38.44	0.00

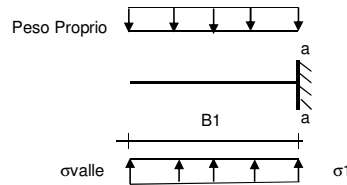


Mensola Lato Valle

$$PP = 8.75 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	38.44	2.28	12.70
	38.44	2.28	12.70
Q.P.	38.44	2.28	12.70
	38.44	2.28	12.70



Mensola Lato Monte

$$PP = 8.75 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)
pvb	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)
pvc	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)

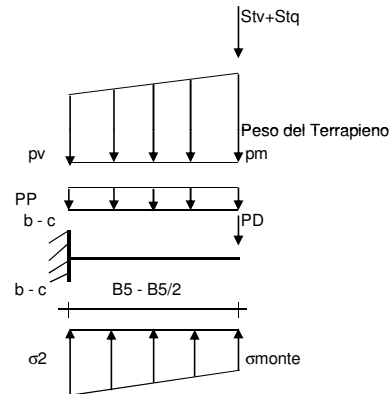
$$Mb = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B/2) \cdot PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	σ_2c	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Q.P.	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

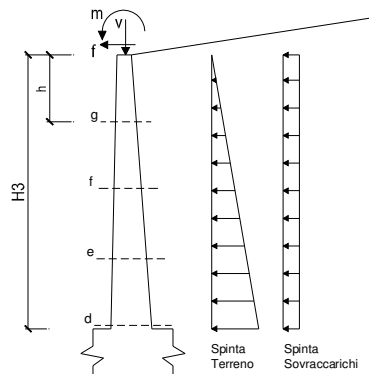
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

$$M_q = \frac{1}{2} K_a \sigma_{orizz} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$N_{ext} = v$$



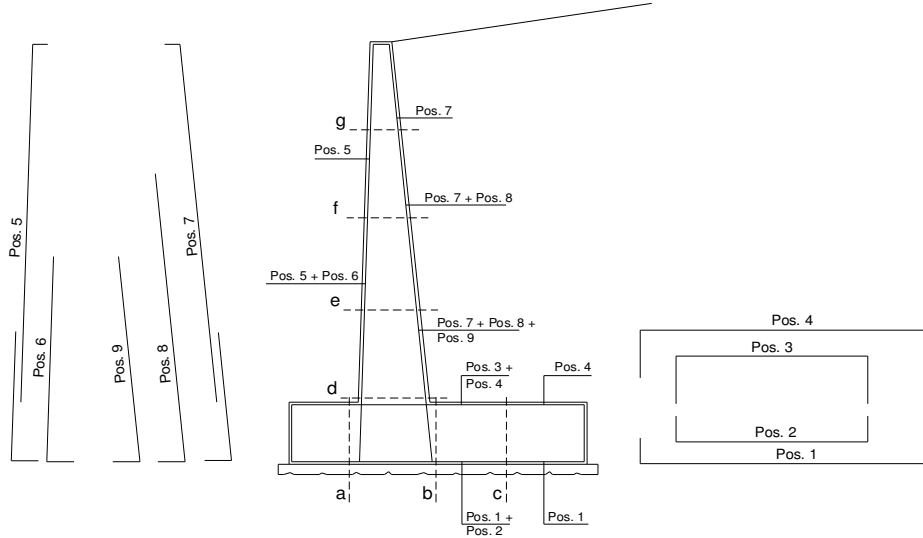
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	4.25	4.25	11.90	0.56	12.46
e-e	0.11	0.00	0.00	4.21	4.21	11.90	0.42	12.32
f-f	0.08	0.00	0.00	4.17	4.17	11.90	0.28	12.18
g-g	0.04	0.00	0.00	4.13	4.13	11.90	0.14	12.04

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	0.15	0.00	0.00	2.38	2.38	11.90	0.56	12.46
e-e	0.11	0.00	0.00	2.38	2.38	11.90	0.42	12.32
f-f	0.08	0.00	0.00	2.38	2.38	11.90	0.28	12.18
g-g	0.04	0.00	0.00	2.38	2.38	11.90	0.14	12.04

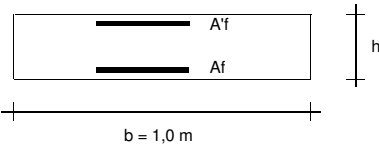
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

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

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	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	12.70	0.00	0.35	5.65	5.65	1.30	78.07	0.103	0.200
b - b	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	0.00	0.00	0.000	0.200
c - c	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	0.00	0.00	0.000	0.200
d - d	4.25	12.46	0.15	5.65	5.65	2.43	63.77	0.045	0.200
e - e	4.21	12.32	0.15	5.65	5.65	2.40	63.14	0.045	0.200
f - f	4.17	12.18	0.15	5.65	5.65	2.38	62.52	0.044	0.200
g - g	4.13	12.04	0.15	5.65	5.65	2.36	61.92	0.044	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	12.70	0.00	0.35	5.65	5.65	1.30	78.07	0.103	0.200
b - b	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	0.00	0.00	0.000	0.200
c - c	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	0.00	0.00	0.000	0.200
d - d	2.38	12.46	0.15	5.65	5.65	1.33	30.57	0.021	0.200
e - e	2.38	12.32	0.15	5.65	5.65	1.33	30.67	0.021	0.200
f - f	2.38	12.18	0.15	5.65	5.65	1.33	30.79	0.021	0.200
g - g	2.38	12.04	0.15	5.65	5.65	1.33	30.91	0.022	0.200

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

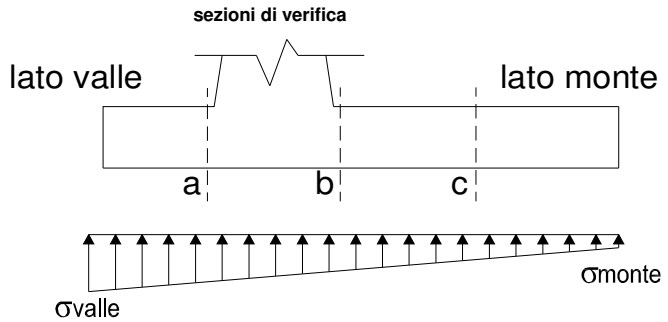
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.35 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.30 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	24.52	6.13	38.44	0.00
	24.52	6.13	38.44	0.00
sisma+	26.19	5.12	36.24	2.56
	26.19	5.12	36.24	2.56
sisma-	23.17	5.20	34.27	0.06
	23.17	5.20	34.27	0.06

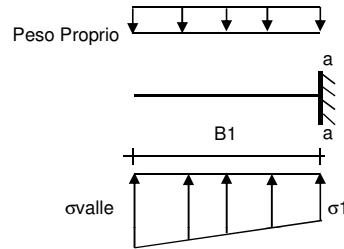


Mensola Lato Valle

$$PP = 8.75 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	38.44	2.28	12.70
	38.44	2.28	12.70
sisma+	36.24	6.30	11.85
	36.24	6.30	11.85
sisma-	34.27	3.86	11.83
	34.27	3.86	11.83



Mensola Lato Monte

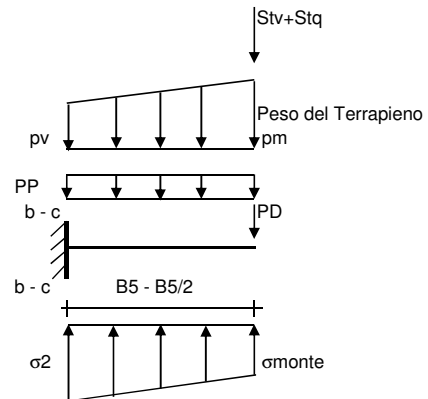
$$PP = 8.75 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)
pvb =	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)
pvc =	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
sisma+	2.56	2.56	0.00	2.56	0.00
	2.56	2.56	0.00	2.56	0.00
sisma-	0.06	0.06	0.00	0.06	0.00
	0.06	0.06	0.00	0.06	0.00

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

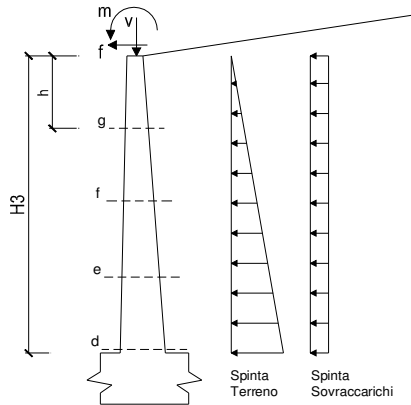
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	11.73	11.73	11.90	0.56	12.46
e-e	0.11	0.00	0.00	11.52	11.53	11.90	0.42	12.32
f-f	0.08	0.00	0.00	11.32	11.32	11.90	0.28	12.18
g-g	0.04	0.00	0.00	11.11	11.11	11.90	0.14	12.04

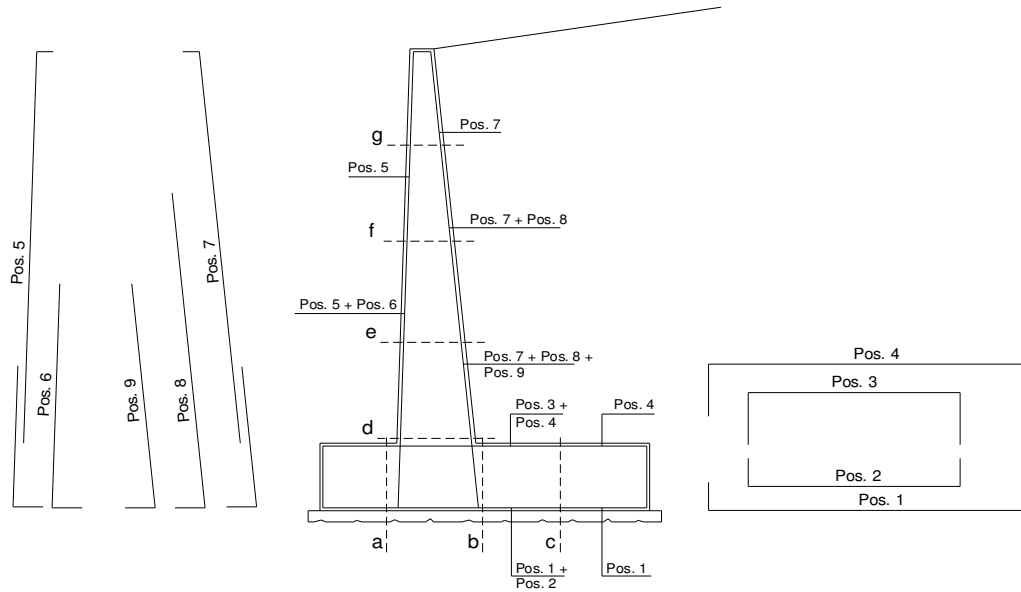
condizione sismica +

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	0.15	0.00	0.00	0.00	10.77	0.01	10.78	11.90	0.63	12.53
e-e	0.11	0.00	0.00	0.00	10.62	0.01	10.63	11.90	0.47	12.37
f-f	0.08	0.00	0.00	0.00	10.47	0.00	10.48	11.90	0.32	12.22
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	10.33	0.00	10.33	11.90	0.16	12.06

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	0.15	0.00	0.00	0.00	10.77	0.01	10.78	11.90	0.50	12.40
e-e	0.11	0.00	0.00	0.00	10.62	0.01	10.63	11.90	0.37	12.27
f-f	0.08	0.00	0.00	0.00	10.47	0.00	10.48	11.90	0.25	12.15
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	10.33	0.00	10.33	11.90	0.12	12.02

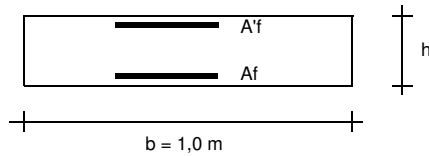
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

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

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	A _f	A _{f'}	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	12.70	0.00	0.35	5.65	5.65	1.30	78.07
b - b	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	0.00	0.00
c - c	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	0.00	0.00
d - d	11.73	12.46	0.15	5.65	5.65	6.80	196.81
e - e	11.53	12.32	0.15	5.65	5.65	6.68	193.24
f - f	11.32	12.18	0.15	5.65	5.65	6.55	189.69
g - g	11.11	12.04	0.15	5.65	5.65	6.43	186.15

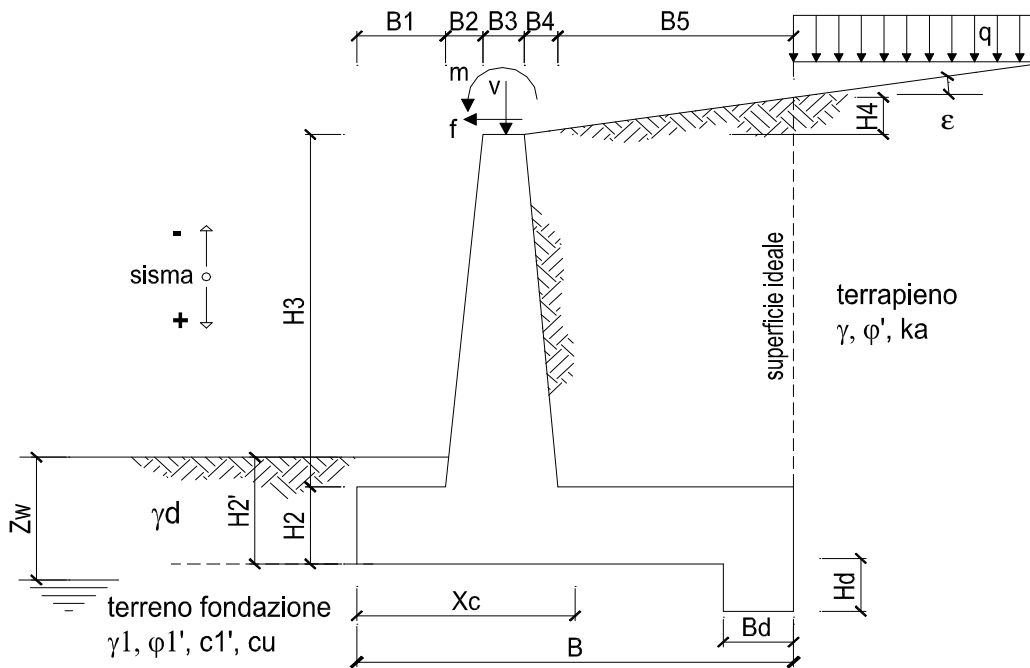
Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	A _f	A _{f'}	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	11.85	0.00	0.35	5.65	5.65	1.21	72.85
b - b	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	0.00	0.00
c - c	0.00	0.00	0.35	5.65	5.65	0.00	0.00
d - d	10.78	12.40	0.15	5.65	5.65	6.25	180.27
e - e	10.63	12.27	0.15	5.65	5.65	6.16	177.54
f - f	10.48	12.15	0.15	5.65	5.65	6.07	174.88
g - g	10.33	12.02	0.15	5.65	5.65	5.98	172.28

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

VERIFICA FONDAZIONE

FT04



OPERA Esemplio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.15	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.24	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.70	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.35	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.11	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.85	(m)

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

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	0.90	0.90	0.81
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	17.00	17.00	15.30
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	17.90	17.90	16.11

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	0.31	0.31	0.28
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$q \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00	0.00

- 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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1 * (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 * (B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	1.32	1.32	1.19
Mm3 =	$Pm3 * (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)	14.45	14.45	13.01
Mm5 =	$Pm5 * (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	15.77	15.77	14.20

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

Mt1 =	$Pt1 * (B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	0.52	0.52	0.46
Mt2 =	$Pt2 * (B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 * (B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr * (B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	0.52	0.52	0.46

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

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

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm * kh$	(kN/m)		4.30
Ps v =	$Pm * kv$	(kN/m)		2.15

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

Ptsh =	$Pt * kh$	(kN/m)		0.08
Ptsv =	$Pt * kv$	(kN/m)		0.04

- 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)		0.10
MPs3 h=	$kh * Pm3 * (H2+H3/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 h=	$kh * Pm4 * (H2/2)$	(kNm/m)		0.82
MPs5 h=	$-kh * Pm5 * (Hd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		0.92

- 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)		0.16
MPs3 v=	$kv * Pm3 * (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPs4 v=	$kv * Pm4 * (B/2)$	(kNm/m)		1.73
MPs5 v=	$kv * Pm5 * (B-Bd/2)$	(kNm/m)		0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)		1.89

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

MPts1 h=	$kh * Pt1 * (H2 + H3/2)$	(kNm/m)		0.04
MPts2 h=	$kh * Pt2 * (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 h=	$kh * Pt3 * (H2+H3*2/3)$	(kNm/m)		0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		0.04

- 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)		0.06
MPts2 v=	$kv * Pt2 * ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) * 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts3 v=	$kv * Pt3 * ((H2+H3*2/3) - (B1+B2+B3+2/3*B4) * 0.5)$	(kNm/m)		0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)		0.06

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	0.85	1.11	1.15
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.80	1.04	1.10
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.29	0.38	0.33
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	0.15	0.19	0.20
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.50	0.65	0.56
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	21.44	31.32	30.47
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	4.62	6.93	6.93
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	31.02	31.02	27.92

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	39.69	(kN/m)	
-----	--	-------	--------	--

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sth + Sqh + f$	13.64	(kN/m)	
-----	-----------------	-------	--------	--

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$\tan \phi_1'$	0.65	(-)	
-----	----------------	------	-----	--

Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.89	>	1.1
------------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$M_m + M_t + M_{fext3}$	42.58	(kNm/m)	
------	-------------------------	-------	---------	--

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp}$	37.05	(kNm/m)	
------	--	-------	---------	--

Fs ribaltamento	Ms / Mr	1.15	>	1
------------------------	-----------------------------	-------------	-------------	----------

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$		39.69	39.69	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		13.64	13.64	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		9.51	9.51	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c * N - MM$		24.23	24.23	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma'd'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.45		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.61	0.61	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	0.48	0.48	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

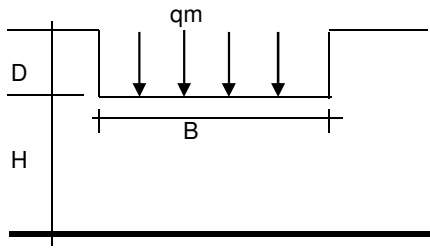
$i_q = (1 - T / (N + B^*c' \text{cotg} \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.43	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.41	0.41	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \text{cotg} \phi'))^{m+1}$		0.28	0.28	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	162.73	162.73	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	1.97	>	1.4
		Nmax	1.97	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	39.61	(kN/m)
M	12.07	(kNm/m)
$e=M/N$	0.30	(m)
B^*	1.09	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.55	(m)
D/B^* =	0.50	(m)
Hs/B^* =	2.75	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 36.40 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.938 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.81 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 0.20 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	0.85	0.85	1.05
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.65	0.65	0.76
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.80	0.80	1.00
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.61	0.61	0.73
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.29	0.29	0.30
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.22	0.22	0.22
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	0.15	0.15	0.18
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.17	0.17	0.20
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.50	0.50	0.51
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.38	0.38	0.37
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)		17.82
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		3.74
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		31.02

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	42.02	(kN/m)
---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$	12.59	(kN/m)
---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0.65	(-)
--------------------	------	-----

$F_s = (N \cdot f + Sp) / T$	2.17	>	1.1
------------------------------	-------------	---	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$	47.31	(kNm/m)
------------------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	20.07	(kNm/m)
--	-------	---------

$F_r = M_s / M_r$	2.36	>	1
-------------------	-------------	---	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$	42.02	42.02	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	12.59		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	27.31	27.31	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	8.41	8.41	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	10.45		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.20	0.20	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.30	1.30	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.49	0.49	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.47	0.47	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \phi'))^{m+1}$		0.34	0.34	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	283.03	283.03	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	8.76	>	1.4
		Nmax	8.76	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	0.85	0.85	1.05
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	0.50	0.50	0.58
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	Sst1 stat * cosδ	(kN/m)	0.80	0.80	1.00
Sst1h sism =	Sst1 sism * cosδ	(kN/m)	0.47	0.47	0.56
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)	0.29	0.29	0.30
Sst1v sism =	Sst1 sism * senδ	(kN/m)	0.17	0.17	0.16
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 =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^- + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{-0.5} + \gamma_1 \cdot (1-kv) \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	0.15	0.15	0.18
MSst1 sism=	Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.13	0.13	0.15
MSst2 stat =	Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.50	0.50	0.51
MSst2 sism =	Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.29	0.29	0.28
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	mp+ms	(kNm/m)		17.82
Mfext2 =	(fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		3.74
Mfext3 =	(vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		31.02

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	37.59	(kN/m)
-----	--	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	12.44	(kN/m)
-----	--------------------------------------	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	tgφ1'	0.65	(-)
-----	-------	------	-----

Fs =	(N*f + Sp) / T	1.96	>	1.1
-------------	-----------------------	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	Mm + Mt + Mfext3	47.31	(kNm/m)
------	------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	24.02	(kNm/m)
------	--------------------------------------	-------	---------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$		37.59	37.59	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		12.44		(kN/m)
$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp$				
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		23.35	23.35	(kNm/m)
$MM = \Sigma M$				
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		8.60	8.60	(kNm/m)
$M = Xc * N - MM$				

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	10.45		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.23	0.23	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.24	1.24	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cotg \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.45	0.45	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.43	0.43	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cotg \phi'))^{m+1}$		0.30	0.30	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	246.33	246.33	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	Nmin	8.14	>	1.4
		Nmax	8.14	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

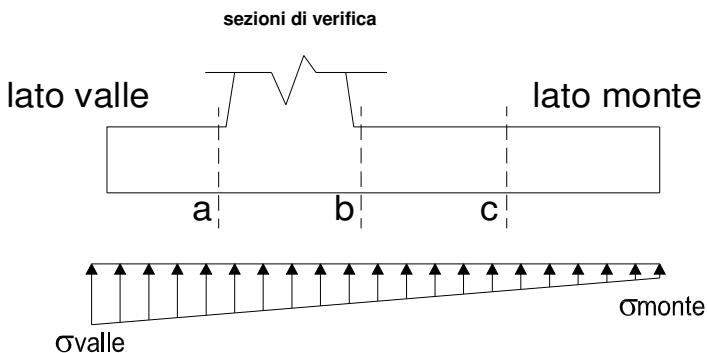
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.70 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.48 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	39.69	24.23	110.40	0.00
	39.69	24.23	110.40	0.00
sisma+	42.02	8.41	42.17	7.26
	42.02	8.41	42.17	7.26
sisma-	37.59	8.60	39.98	4.25
	37.59	8.60	39.98	4.25



Mensola Lato Valle

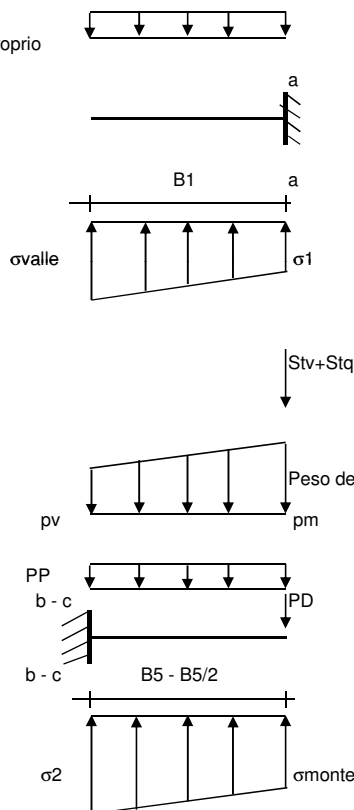
$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 10.00 \quad (kN/m)$$

$$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	110.40	-96.87	34.96	26.19
	110.40	-96.87	34.96	26.19
sisma+	42.17	14.45	19.80	18.24
	42.17	14.45	20.89	18.24
sisma-	39.98	11.60	19.79	14.73
	39.98	11.60	18.70	14.73

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

$$PP = 10.00 \quad (kN/m^2)$$

$$PD = 0.00 \quad (kN/m)$$

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

$$p_m = \begin{matrix} N_{min} & N_{max \ stat} & N_{max \ sism} \\ = & 2.85 & 2.85 & 2.85 & (kN/m^2) \end{matrix}$$

$$p_{vb} = \begin{matrix} = & 2.85 & 2.85 & 2.85 & (kN/m^2) \end{matrix}$$

$$p_{vc} = \begin{matrix} = & 2.85 & 2.85 & 2.85 & (kN/m^2) \end{matrix}$$

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B_5 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	$\sigma_2 b$	M_b	V_b	$\sigma_2 c$	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	0.00	-0.12	-1.79	0.00	-0.04	-1.09
	0.00	0.00	-0.12	-1.79	0.00	-0.04	-1.09
sisma+	7.26	9.52	-0.10	-1.18	8.39	-0.04	-0.88
	7.26	9.52	-0.10	-1.18	8.39	-0.04	-0.88
sisma-	4.25	6.56	-0.09	-1.11	5.40	-0.04	-0.82
	4.25	6.56	-0.09	-1.11	5.40	-0.04	-0.82

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

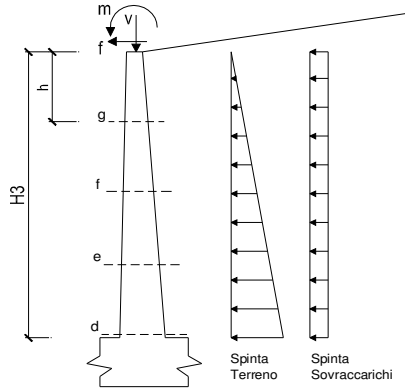
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	33.21	33.21	21.10	0.90	22.00
e-e	0.11	0.00	0.00	32.73	32.74	21.10	0.68	21.78
f-f	0.08	0.00	0.00	32.26	32.26	21.10	0.45	21.55
g-g	0.04	0.00	0.00	31.79	31.79	21.10	0.23	21.33

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.08	0.00	12.60	12.68
e-e	0.11	0.04	0.00	12.60	12.64
f-f	0.08	0.02	0.00	12.60	12.62
g-g	0.04	0.00	0.00	12.60	12.60

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	0.00	18.84	0.02	18.86	21.10	1.01	22.11
e-e	0.11	0.00	0.00	0.00	18.59	0.01	18.60	21.10	0.76	21.86
f-f	0.08	0.00	0.00	0.00	18.33	0.00	18.33	21.10	0.50	21.60
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	18.08	0.00	18.08	21.10	0.25	21.35

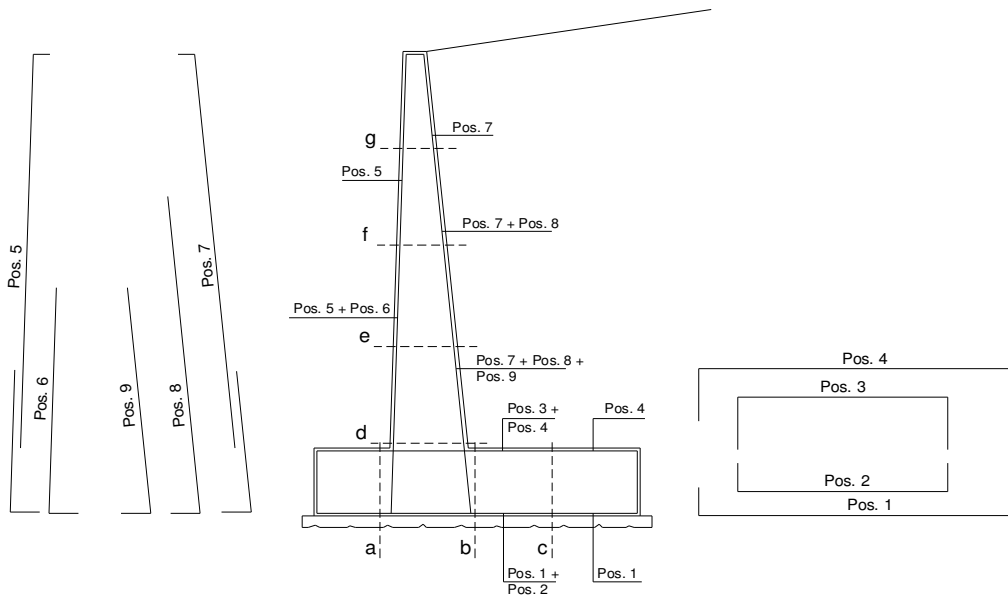
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.06	0.05	0.00	6.80	0.22	7.12
e-e	0.11	0.03	0.03	0.00	6.80	0.16	7.02
f-f	0.08	0.01	0.01	0.00	6.80	0.11	6.94
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	6.80	0.05	6.86

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	0.00	18.84	0.02	18.86	21.10	0.79	21.89
e-e	0.11	0.00	0.00	0.00	18.59	0.01	18.60	21.10	0.59	21.69
f-f	0.08	0.00	0.00	0.00	18.33	0.00	18.33	21.10	0.40	21.50
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	18.08	0.00	18.08	21.10	0.20	21.30

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.06	0.04	0.00	6.80	0.22	7.11
e-e	0.11	0.03	0.02	0.00	6.80	0.16	7.02
f-f	0.08	0.01	0.01	0.00	6.80	0.11	6.93
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	6.80	0.05	6.86

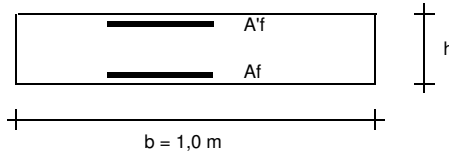
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

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

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	34.96	0.00	0.40	5.65	5.65	81.76
b - b	-0.12	0.00	0.40	5.65	5.65	81.76
c - c	-0.04	0.00	0.40	5.65	5.65	81.76
d - d	33.21	22.00	0.24	5.65	5.65	48.25
e - e	32.74	21.78	0.24	5.65	5.65	48.23
f - f	32.26	21.55	0.24	5.65	5.65	48.22
g - g	31.79	21.33	0.24	5.65	5.65	48.20

(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	26.19	0.40	171.88	10	20	20	21.8	622.34	Armatura a taglio non necessaria
b - b	1.79	0.40	171.88	10	20	20	21.8	622.34	Armatura a taglio non necessaria
c - c	1.09	0.40	171.88	10	20	20	21.8	622.34	Armatura a taglio non necessaria
d - d	12.68	0.24	119.88	10	20	20	21.8	345.75	Armatura a taglio non necessaria
e - e	12.64	0.24	119.85	10	20	20	21.8	345.75	Armatura a taglio non necessaria
f - f	12.62	0.24	119.83	10	20	20	21.8	345.75	Armatura a taglio non necessaria
g - g	12.60	0.24	119.80	10	20	20	21.8	345.75	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

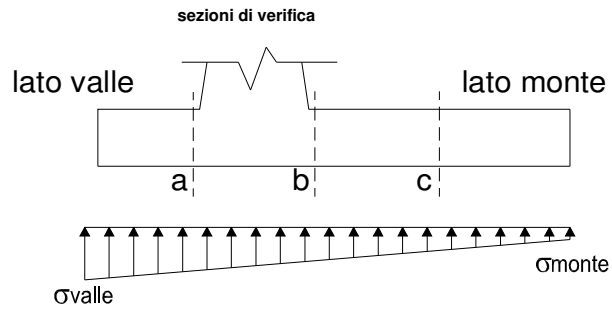
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.70 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.48 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	39.61	12.07	48.42	0.00
	39.61	12.07	48.42	0.00
Q.P.	39.61	12.07	48.42	0.00
	39.61	12.07	48.42	0.00

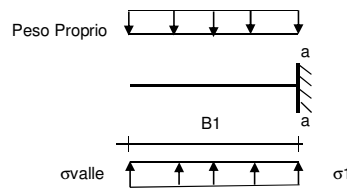


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	48.42	8.46	22.88
	48.42	8.46	22.88
Q.P.	48.42	8.46	22.88
	48.42	8.46	22.88



Mensola Lato Monte

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

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

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)
pvb	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)
pvc	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)

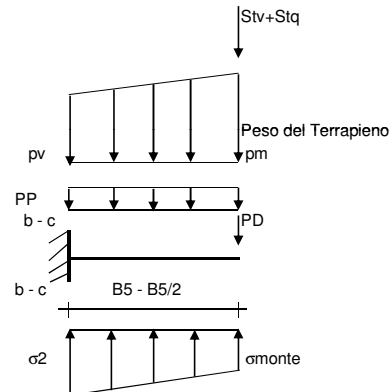
$$Mb = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	σ_2c	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	0.00	1.35	-0.11	0.00	-0.04
	0.00	1.35	-0.11	0.00	-0.04
Q.P.	0.00	1.35	-0.11	0.00	-0.04
	0.00	1.35	-0.11	0.00	-0.04



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

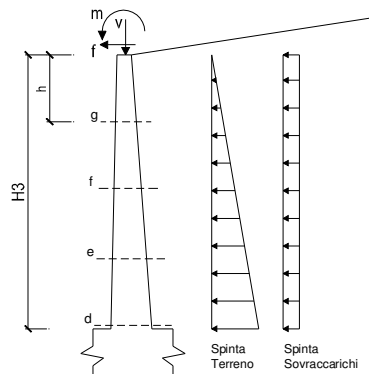
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

$$M_q = \frac{1}{2} K_a \sigma_{orizz} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$N_{ext} = v$$



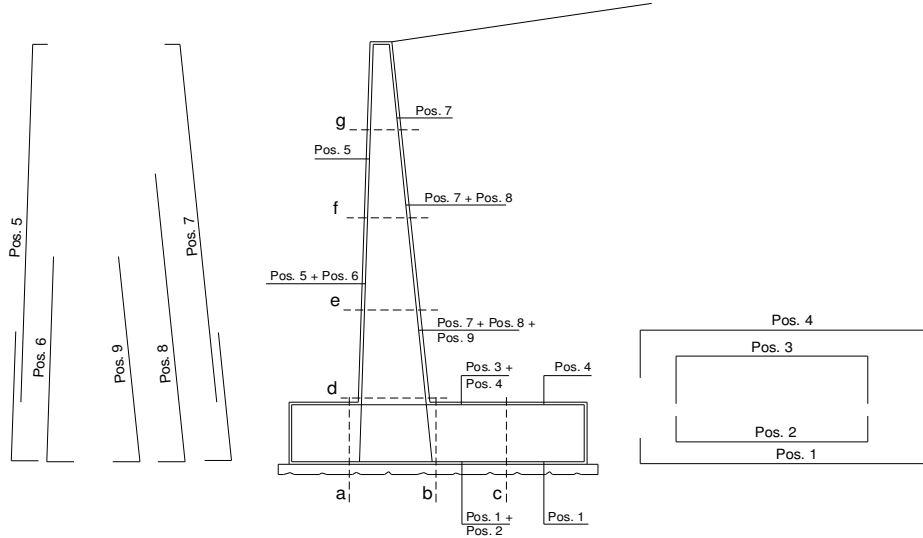
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	7.92	7.92	21.10	0.90	22.00
e-e	0.11	0.00	0.00	7.85	7.85	21.10	0.68	21.78
f-f	0.08	0.00	0.00	7.79	7.79	21.10	0.45	21.55
g-g	0.04	0.00	0.00	7.73	7.73	21.10	0.23	21.33

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	0.15	0.00	0.00	4.22	4.22	21.10	0.90	22.00
e-e	0.11	0.00	0.00	4.22	4.22	21.10	0.68	21.78
f-f	0.08	0.00	0.00	4.22	4.22	21.10	0.45	21.55
g-g	0.04	0.00	0.00	4.22	4.22	21.10	0.23	21.33

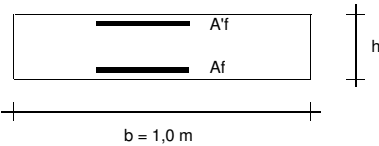
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

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

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	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	22.88	0.00	0.40	5.65	5.65	1.84	120.40	0.164	0.200
b - b	-0.11	0.00	0.40	5.65	5.65	0.01	0.58	0.001	0.200
c - c	-0.04	0.00	0.40	5.65	5.65	0.00	0.19	0.000	0.200
d - d	7.92	22.00	0.24	5.65	5.65	1.65	57.16	0.054	0.200
e - e	7.85	21.78	0.24	5.65	5.65	1.63	56.73	0.054	0.200
f - f	7.79	21.55	0.24	5.65	5.65	1.62	56.31	0.053	0.200
g - g	7.73	21.33	0.24	5.65	5.65	1.61	55.90	0.053	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	22.88	0.00	0.40	5.65	5.65	1.84	120.40	0.164	0.200
b - b	-0.11	0.00	0.40	5.65	5.65	0.01	0.58	0.001	0.200
c - c	-0.04	0.00	0.40	5.65	5.65	0.00	0.19	0.000	0.200
d - d	4.22	22.00	0.24	5.65	5.65	0.85	21.89	0.020	0.200
e - e	4.22	21.78	0.24	5.65	5.65	0.85	22.05	0.020	0.200
f - f	4.22	21.55	0.24	5.65	5.65	0.85	22.22	0.020	0.200
g - g	4.22	21.33	0.24	5.65	5.65	0.85	22.40	0.020	0.200

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

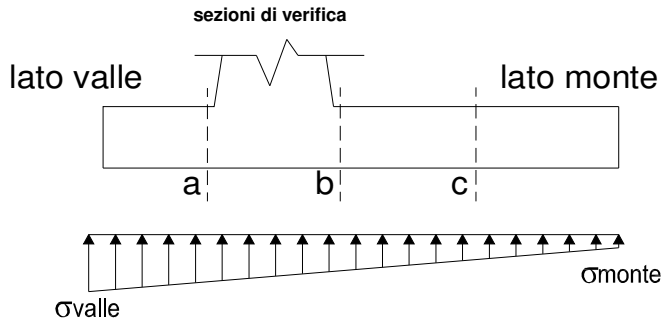
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.70 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.48 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	39.61	12.07	48.42	0.00
	39.61	12.07	48.42	0.00
sisma+	42.02	8.41	42.17	7.26
	42.02	8.41	42.17	7.26
sisma-	37.59	8.60	39.98	4.25
	37.59	8.60	39.98	4.25

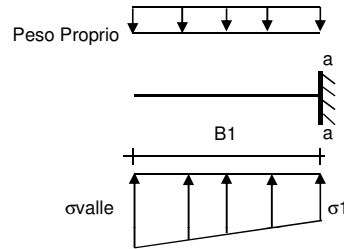


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 10.00 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	48.42	8.46	22.88
	48.42	8.46	22.88
sisma+	42.17	14.45	19.80
	42.17	14.45	19.80
sisma-	39.98	11.60	19.79
	39.98	11.60	19.79



Mensola Lato Monte

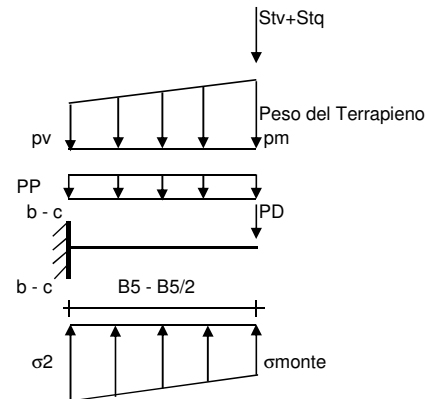
$$PP = 10.00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)
pvb =	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)
pvc =	2.85	2.85	2.85	(kN/m ²)

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	0.00	1.35	-0.11	0.00	-0.04
	0.00	1.35	-0.11	0.00	-0.04
sisma+	7.26	9.52	-0.10	8.39	-0.04
	7.26	9.52	-0.10	8.39	-0.04
sisma-	4.25	6.56	-0.09	5.40	-0.04
	4.25	6.56	-0.09	5.40	-0.04

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

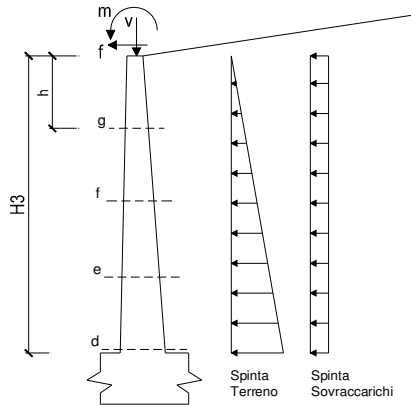
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.15	0.00	0.00	22.70	22.70	21.10	0.90	22.00
e-e	0.11	0.00	0.00	22.39	22.39	21.10	0.68	21.78
f-f	0.08	0.00	0.00	22.07	22.07	21.10	0.45	21.55
g-g	0.04	0.00	0.00	21.76	21.76	21.10	0.23	21.33

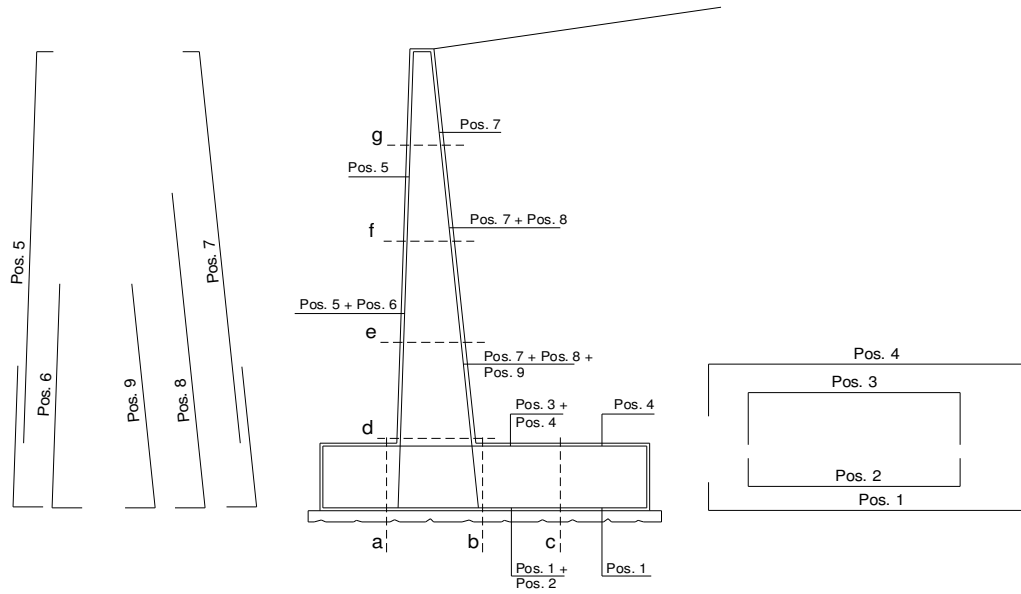
condizione sismica +

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	0.15	0.00	0.00	0.00	18.84	0.02	18.86	21.10	1.01	22.11
e-e	0.11	0.00	0.00	0.00	18.59	0.01	18.60	21.10	0.76	21.86
f-f	0.08	0.00	0.00	0.00	18.33	0.00	18.33	21.10	0.50	21.60
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	18.08	0.00	18.08	21.10	0.25	21.35

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	0.15	0.00	0.00	0.00	18.84	0.02	18.86	21.10	0.79	21.89
e-e	0.11	0.00	0.00	0.00	18.59	0.01	18.60	21.10	0.59	21.69
f-f	0.08	0.00	0.00	0.00	18.33	0.00	18.33	21.10	0.40	21.50
g-g	0.04	0.00	0.00	0.00	18.08	0.00	18.08	21.10	0.20	21.30

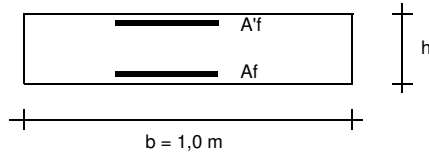
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

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

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	22.88	0.00	0.40	5.65	5.65	1.84	120.40
b - b	-0.11	0.00	0.40	5.65	5.65	0.01	0.58
c - c	-0.04	0.00	0.40	5.65	5.65	0.00	0.19
d - d	22.70	22.00	0.24	5.65	5.65	4.77	200.31
e - e	22.39	21.78	0.24	5.65	5.65	4.70	197.44
f - f	22.07	21.55	0.24	5.65	5.65	4.64	194.58
g - g	21.76	21.33	0.24	5.65	5.65	4.57	191.73

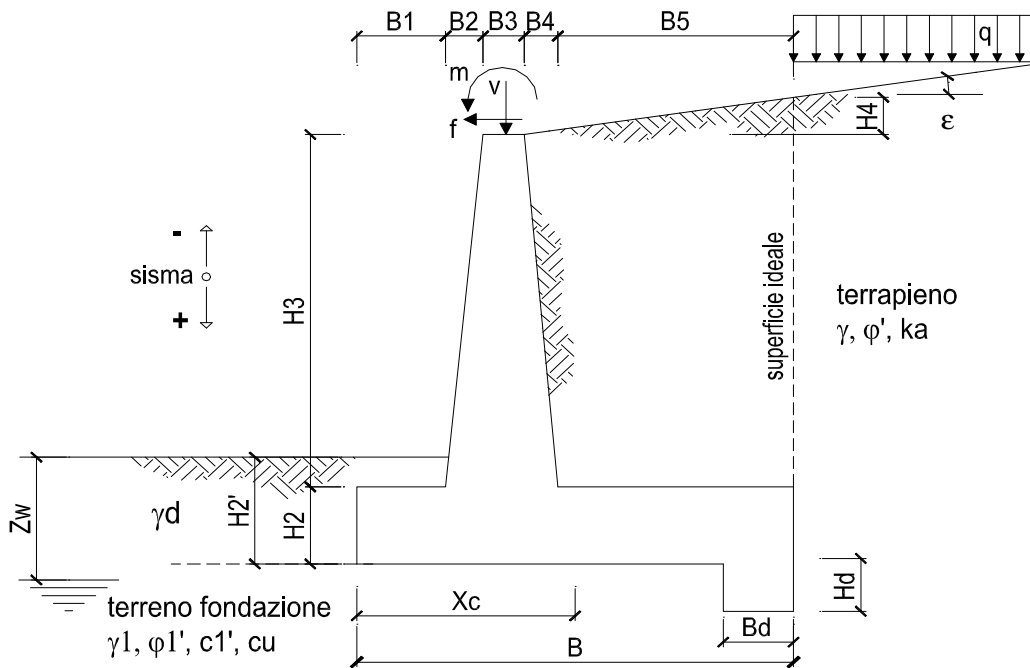
Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	19.80	0.00	0.40	5.65	5.65	1.59	104.21
b - b	-0.10	0.00	0.40	5.65	5.65	0.01	0.50
c - c	-0.04	0.00	0.40	5.65	5.65	0.00	0.20
d - d	18.86	21.89	0.24	5.65	5.65	3.96	163.17
e - e	18.60	21.69	0.24	5.65	5.65	3.91	160.77
f - f	18.33	21.50	0.24	5.65	5.65	3.85	158.41
g - g	18.08	21.30	0.24	5.65	5.65	3.80	156.08

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

VERIFICA FONDAZIONE

FT05



OPERA Esemplio

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.10	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.25	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.95	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.65	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.05	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.98	(m)

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

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

		SLE	STR/GEO	EQU
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	0.63	0.63	0.56
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	24.38	24.38	21.94
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	25.00	25.00	22.50

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	0.10	0.10	0.09
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4 + B5)$	0.00	0.00	0.00

- 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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
Mm1 =	$Pm1*(B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2*(B1+B2+0,5*B3)$	(kNm/m)	1.11	1.11	1.00
Mm3 =	$Pm3*(B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	23.77	23.77	21.39
Mm5 =	$Pm5*(B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5$	(kNm/m)	24.88	24.88	22.39

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

Mt1 =	$Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)$	(kNm/m)	0.18	0.18	0.16
Mt2 =	$Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr$	(kNm/m)	0.18	0.18	0.16

- 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)	5.70
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)	2.85

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

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)	0.02
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)	0.01

- 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)	0.08
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	1.39
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	1.47

- 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)	0.13
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	2.71
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	2.84

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

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.01
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.01

- 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)	0.02
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.02

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka \quad (\text{kN/m})$$

$$Sq \text{ perm} = q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka \quad (\text{kN/m})$$

$$Sq \text{ acc} = q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka \quad (\text{kN/m})$$

- Componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Sqh \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Sqh \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta \quad (\text{kN/m})$$

- Componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Sqv \text{ perm} = Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta \quad (\text{kN/m})$$

$$Sqv \text{ acc} = Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta \quad (\text{kN/m})$$

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd \quad (\text{kN/m})$$

	SLE	STR/GEO	EQU
St	1.02	1.32	1.37
Sq perm	0.00	0.00	0.00
Sq acc	0.00	0.00	0.00
Sth	0.96	1.24	1.31
Sqh perm	0.00	0.00	0.00
Sqh acc	0.00	0.00	0.00
Stv	0.35	0.45	0.39
Sqv perm	0.00	0.00	0.00
Sqv acc	0.00	0.00	0.00
Sp	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

$$MSt1 = Sth \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 3 - Hd) \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSt2 = Stv \cdot B \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSq1 \text{ perm} = Sqh \text{ perm} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd) \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSq1 \text{ acc} = Sqh \text{ acc} \cdot ((H2 + H3 + H4 + Hd) / 2 - Hd) \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSq2 \text{ perm} = Sqv \text{ perm} \cdot B \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSq2 \text{ acc} = Sqv \text{ acc} \cdot B \quad (\text{kNm/m})$$

$$MSP = \gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2 \quad (\text{kNm/m})$$

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1	0.19	0.25	0.26
MSt2	0.68	0.88	0.76
MSq1 perm	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc	0.00	0.00	0.00
MSP	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

$$Mfext1 = mp + m \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext2 = (fp + f) \cdot (H3 + H2) \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext3 = (vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3 / 2) \quad (\text{kNm/m})$$

Mfext1	15.48	22.21	21.20
Mfext2	2.46	3.69	3.69
Mfext3	44.55	44.55	40.10

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + f \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

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

$$Fs \text{ scorr.} = (N \cdot f + Sp) / T$$

$$4.45 > 1.1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

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

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSP \quad (\text{kNm/m})$$

$$Fs \text{ ribaltamento} = Ms / Mr$$

$$2.57 > 1$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc})$		50.65	50.65	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p$		7.39	7.39	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
$MM = \Sigma M$		44.35	44.35	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
$M = X_c \cdot N - MM$		5.04	5.04	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c_1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d^2$	sovraccarico stabilizzante	11.40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.10	0.10	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.75	1.75	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

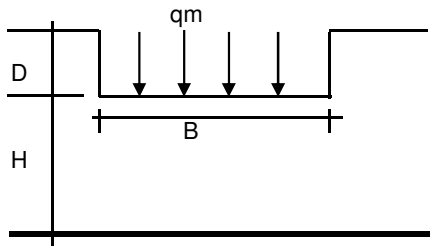
$i_q = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^m$	(1 in cond. nd)	0.73	0.73	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.72	0.72	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi')))^{m+1}$		0.62	0.62	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	581.61	581.61	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	20.11	>	1.4
		Nmax	20.11	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	50.54	(kN/m)
M	-2.88	(kNm/m)
$e=M/N$	-0.06	(m)
B^*	1.84	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	0.60	(m)
D/B^* =	0.33	(m)
Hs/B^* =	1.63	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 * e) = N / B^* = 27.59 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.946 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.57 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 0.18 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	1.02	1.02	1.24
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1 + k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as}^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.73	0.73	0.85
Ssq1 perm =	$q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}^+$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.96	0.96	1.19
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.69	0.69	0.81
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.35	0.35	0.35
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.25	0.25	0.24
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d) / 3 - h_d)$	(kNm/m)	0.19	0.19	0.24
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.21	0.21	0.24
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.68	0.68	0.69
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.49	0.49	0.47
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + ms$	(kNm/m)		18.22
Mfext2 =	$(fp + fs) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)		3.96
Mfext3 =	$(vp + vs) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)		44.55

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	53.65	(kN/m)
---	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$	13.96	(kN/m)
---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

$f = \tan \phi_1'$	0.65	(-)
--------------------	------	-----

Fs = (N * f + Sp) / T	2.50	>	1.1
------------------------------	-------------	---	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$Ms = M_m + M_t + M_{fext3}$	69.61	(kNm/m)
------------------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

$Mr = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	20.13	(kNm/m)
--	-------	---------

Fr = Ms / Mr	3.46	>	1
---------------------	-------------	---	----------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (\text{Sovr acc})$	53.65	53.65	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	13.96		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	ΣM	49.58	49.58	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c \cdot N - MM$	2.74	2.74	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\phi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11.40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.05	0.05	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.85	1.85	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\phi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.55	0.55	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.53	0.53	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cot \phi'))^{m+1}$		0.40	0.40	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	412.83	412.83	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	14.22	>	1.4
		Nmax	14.22	>	

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	1.02	1.02	1.24
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$	(kN/m)	0.55	0.55	0.63
Ssq1 perm=	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.96	0.96	1.19
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.52	0.52	0.61
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.35	0.35	0.35
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.19	0.19	0.18
Ssq1v perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	0.19	0.19	0.24
MSst1 sism=	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.15	0.15	0.18
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.68	0.68	0.69
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.37	0.37	0.35
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2') \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)		18.22
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)		3.96
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)		44.55

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv$	47.87	(kN/m)
-----	--	-------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh$	13.79	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

f =	$tg \phi_1'$	0.65	(-)
-----	--------------	------	-----

Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	2.25	>	1.1
-------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

Ms =	$Mm + Mt + Mfext3$	69.61	(kNm/m)
------	--------------------	-------	---------

Momento ribaltante (Mr)

Mr =	$MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts$	25.90	(kNm/m)
------	--	-------	---------

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$		47.87	47.87	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)		13.79		(kN/m)
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$				
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)		43.79	43.79	(kNm/m)
$MM = \Sigma M$				
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)		2.88	2.88	(kNm/m)
$M = X_c \cdot N - MM$				

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	11.40		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.06	0.06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.83	1.83	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi'))}$	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi')$	(2+ π in cond. nd)	38.64		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi')$	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.51	0.51	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.49	0.49	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \varphi'))^{m+1}$		0.36	0.36	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	371.36	371.36	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	14.19	>	1.4
		Nmax	14.19	>	

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

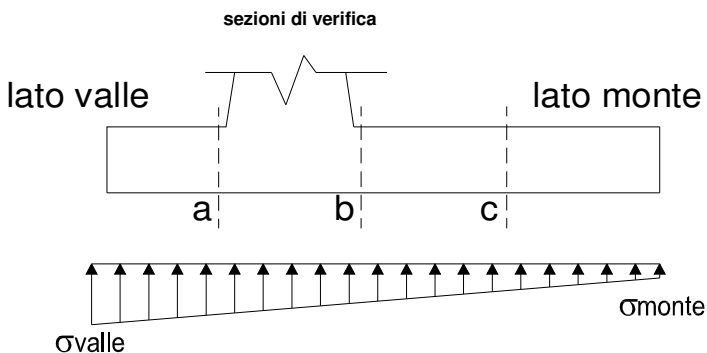
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.95 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.63 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	50.65	5.04	33.92	18.03
	50.65	5.04	33.92	18.03
sisma+	53.65	2.74	31.83	23.20
	53.65	2.74	31.83	23.20
sisma-	47.87	2.88	29.09	20.00
	47.87	2.88	29.09	20.00



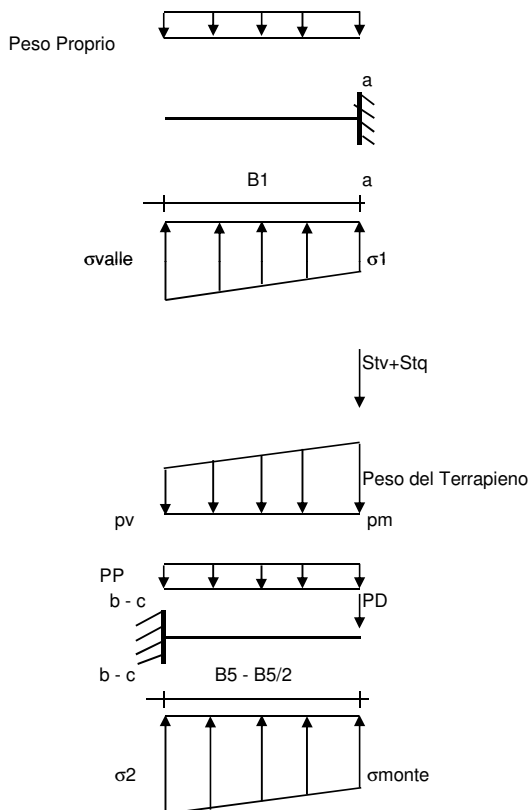
Mensola Lato Valle

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

$$M_a = \sigma_1 \cdot B_1^2 / 2 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1^2 / 3 - PP \cdot B_1^2 / 2 \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_a = \sigma_1 \cdot B_1 + (\sigma_{valle} - \sigma_1) \cdot B_1 / 2 - PP \cdot B_1 \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	33.92	20.47	23.05	24.25
	33.92	20.47	23.05	24.25
sisma+	31.83	24.53	21.06	21.14
	31.83	24.53	23.00	21.14
sisma-	29.09	21.40	21.04	16.18
	29.09	21.40	19.10	16.18



Mensola Lato Monte

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

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	1.90	1.90	1.90	(kN/m ²)
pvb	1.90	1.90	1.90	(kN/m ²)
pvc	1.90	1.90	1.90	(kN/m ²)

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

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

$$V_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B_5 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B_5 / 2 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B_5 / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2) + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	V_b	σ_{2c}	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	18.03	18.43	-0.02	-0.26	18.23	-0.01	-0.36
	18.03	18.43	-0.02	-0.26	18.23	-0.01	-0.36
sisma+	23.20	23.42	-0.02	-0.23	23.31	-0.01	-0.42
	23.20	23.42	-0.02	-0.23	23.31	-0.01	-0.42
sisma-	20.00	20.24	-0.02	-0.17	20.12	-0.01	-0.35
	20.00	20.24	-0.02	-0.17	20.12	-0.01	-0.35

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

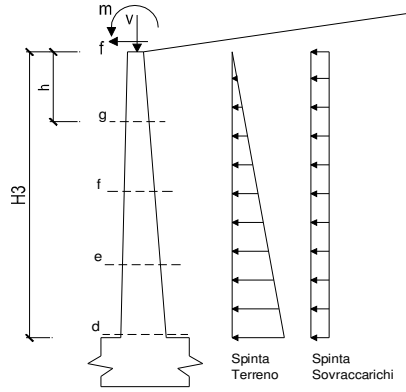
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.00	0.00	22.82	22.82	25.10	0.63	25.73
e-e	0.08	0.00	0.00	22.67	22.67	25.10	0.47	25.57
f-f	0.05	0.00	0.00	22.52	22.52	25.10	0.31	25.41
g-g	0.03	0.00	0.00	22.36	22.36	25.10	0.16	25.26

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.03	0.00	6.15	6.18
e-e	0.08	0.02	0.00	6.15	6.17
f-f	0.05	0.01	0.00	6.15	6.16
g-g	0.03	0.00	0.00	6.15	6.15

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.00	0.00	0.00	18.88	0.01	18.89	25.10	0.70	25.80
e-e	0.08	0.00	0.00	0.00	18.72	0.00	18.72	25.10	0.52	25.62
f-f	0.05	0.00	0.00	0.00	18.55	0.00	18.55	25.10	0.35	25.45
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	18.39	0.00	18.39	25.10	0.17	25.27

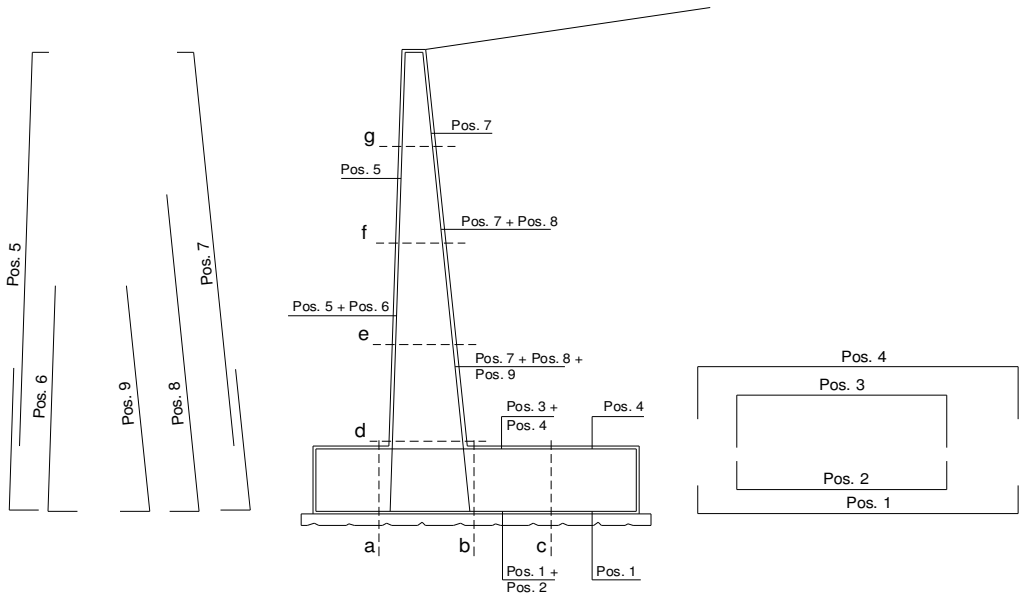
sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.03	0.02	0.00	6.60	0.14	6.79
e-e	0.08	0.01	0.01	0.00	6.60	0.11	6.73
f-f	0.05	0.01	0.01	0.00	6.60	0.07	6.68
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	6.60	0.04	6.64

condizione sismica -

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.00	0.00	0.00	18.88	0.01	18.89	25.10	0.55	25.65
e-e	0.08	0.00	0.00	0.00	18.72	0.00	18.72	25.10	0.42	25.52
f-f	0.05	0.00	0.00	0.00	18.55	0.00	18.55	25.10	0.28	25.38
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	18.39	0.00	18.39	25.10	0.14	25.24

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.03	0.02	0.00	6.60	0.14	6.78
e-e	0.08	0.01	0.01	0.00	6.60	0.11	6.73
f-f	0.05	0.01	0.00	0.00	6.60	0.07	6.68
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	6.60	0.04	6.64

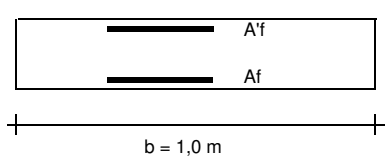
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

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

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	23.05	0.00	0.50	5.65	5.65	103.88
b - b	-0.02	0.00	0.50	5.65	5.65	103.88
c - c	-0.01	0.00	0.50	5.65	5.65	103.88
d - d	22.82	25.73	0.25	5.65	5.65	50.92
e - e	22.67	25.57	0.25	5.65	5.65	50.90
f - f	22.52	25.41	0.25	5.65	5.65	50.89
g - g	22.36	25.26	0.25	5.65	5.65	50.88

(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	24.25	0.50	203.60	10	20	20	21.8	795.22	Armatura a taglio non necessaria
b - b	0.26	0.50	203.60	10	20	20	21.8	795.22	Armatura a taglio non necessaria
c - c	0.42	0.50	203.60	10	20	20	21.8	795.22	Armatura a taglio non necessaria
d - d	6.79	0.25	124.01	10	20	20	21.8	363.03	Armatura a taglio non necessaria
e - e	6.73	0.25	123.99	10	20	20	21.8	363.03	Armatura a taglio non necessaria
f - f	6.68	0.25	123.97	10	20	20	21.8	363.03	Armatura a taglio non necessaria
g - g	6.64	0.25	123.96	10	20	20	21.8	363.03	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

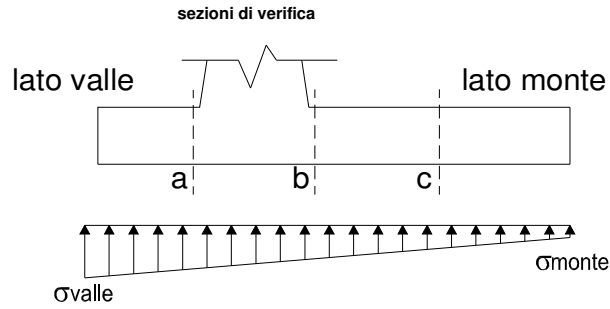
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.95 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.63 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	50.54	-2.88	21.37	30.47
	50.54	-2.88	21.37	30.47
Q.P.	50.54	-2.88	21.37	30.47
	50.54	-2.88	21.37	30.47

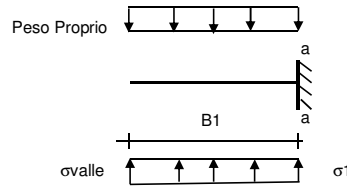


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	21.37	29.07	15.57
	21.37	29.07	15.57
Q.P.	21.37	29.07	15.57
	21.37	29.07	15.57



Mensola Lato Monte

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

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

	Nmin	N max Freq	N max QP	
pm	1.90	1.90	1.90	(kN/m ²)
pvb	1.90	1.90	1.90	(kN/m ²)
pvc	1.90	1.90	1.90	(kN/m ²)

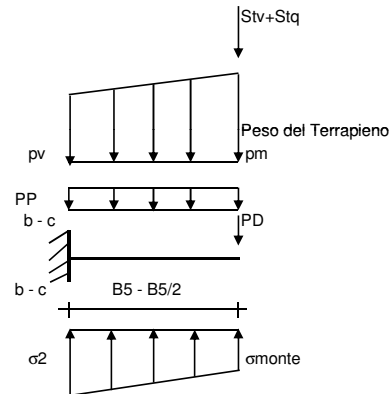
$$Mb = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B^2 - Bd^2) / 2 + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vc} + PP)) \cdot (B^2 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B^2 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B^2 / 2) \cdot PD \cdot (B^2 / 2 - Bd^2) / 2 + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	σ_2c	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	30.47	30.24	0.00	30.35	0.00
	30.47	30.24	0.00	30.35	0.00
Q.P.	30.47	30.24	0.00	30.35	0.00
	30.47	30.24	0.00	30.35	0.00



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

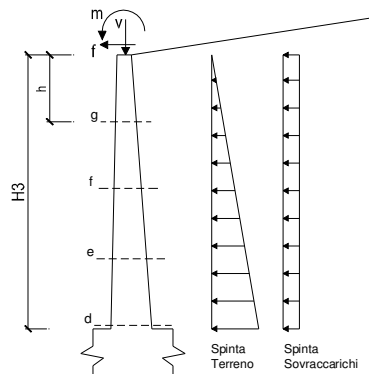
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

$$M_q = \frac{1}{2} K_a \sigma_{orizz} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$N_{ext} = v$$



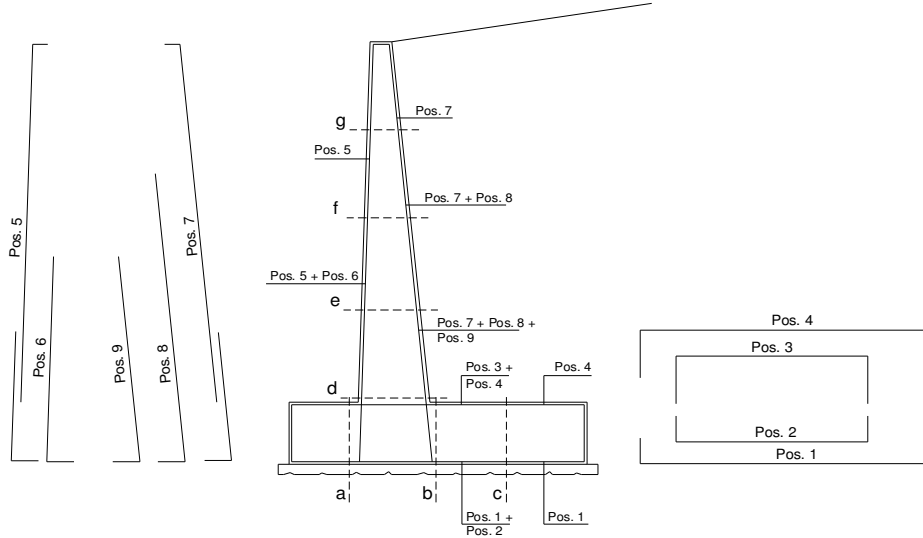
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.00	0.00	7.19	7.19	25.10	0.63	25.73
e-e	0.08	0.00	0.00	7.17	7.17	25.10	0.47	25.57
f-f	0.05	0.00	0.00	7.15	7.15	25.10	0.31	25.41
g-g	0.03	0.00	0.00	7.13	7.13	25.10	0.16	25.26

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	0.10	0.00	0.00	5.02	5.02	25.10	0.63	25.73
e-e	0.08	0.00	0.00	5.02	5.02	25.10	0.47	25.57
f-f	0.05	0.00	0.00	5.02	5.02	25.10	0.31	25.41
g-g	0.03	0.00	0.00	5.02	5.02	25.10	0.16	25.26

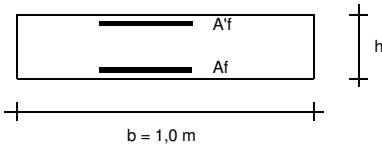
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

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

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	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	15.57	0.00	0.50	5.65	5.65	0.85	63.57	0.087	0.200
b - b	0.00	0.00	0.50	5.65	5.65	0.00	0.01	0.000	0.200
c - c	0.00	0.00	0.50	5.65	5.65	0.00	0.02	0.000	0.200
d - d	7.19	25.73	0.25	5.65	5.65	1.37	43.68	0.042	0.200
e - e	7.17	25.57	0.25	5.65	5.65	1.36	43.62	0.042	0.200
f - f	7.15	25.41	0.25	5.65	5.65	1.36	43.57	0.042	0.200
g - g	7.13	25.26	0.25	5.65	5.65	1.35	43.51	0.042	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a - a	15.57	0.00	0.50	5.65	5.65	0.85	63.57	0.087	0.200
b - b	0.00	0.00	0.50	5.65	5.65	0.00	0.01	0.000	0.200
c - c	0.00	0.00	0.50	5.65	5.65	0.00	0.02	0.000	0.200
d - d	5.02	25.73	0.25	5.65	5.65	0.93	24.15	0.022	0.200
e - e	5.02	25.57	0.25	5.65	5.65	0.93	24.26	0.022	0.200
f - f	5.02	25.41	0.25	5.65	5.65	0.93	24.39	0.023	0.200
g - g	5.02	25.26	0.25	5.65	5.65	0.93	24.51	0.023	0.200

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

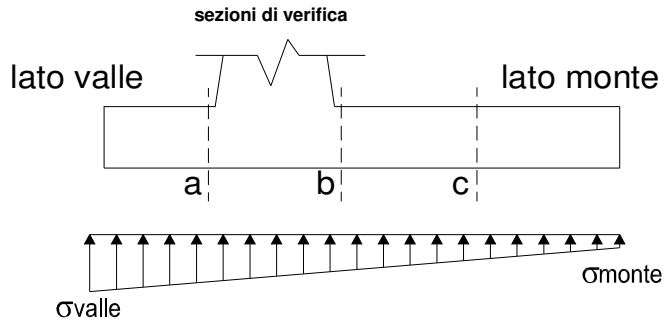
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.95 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.63 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	50.54	-2.88	21.37	30.47
	50.54	-2.88	21.37	30.47
sisma+	53.65	2.74	31.83	23.20
	53.65	2.74	31.83	23.20
sisma-	47.87	2.88	29.09	20.00
	47.87	2.88	29.09	20.00

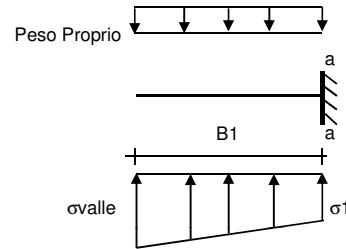


Mensola Lato Valle

$$PP = 12.50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	21.37	29.07	15.57
	21.37	29.07	15.57
sisma+	31.83	24.53	21.06
	31.83	24.53	21.06
sisma-	29.09	21.40	21.04
	29.09	21.40	21.04



Mensola Lato Monte

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

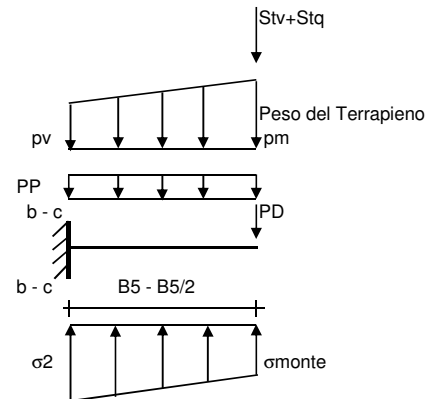
$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm =	1.90	1.90	1.90	(kN/m ²)
pvb =	1.90	1.90	1.90	(kN/m ²)
pvc =	1.90	1.90	1.90	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (pvb + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2b - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - pvb) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (pvc + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2c - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - pvc) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + Msp + Sp \cdot H2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	Mb	σ_2c	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	30.47	30.24	0.00	30.35	0.00
	30.47	30.24	0.00	30.35	0.00
sisma+	23.20	23.42	-0.02	23.31	-0.01
	23.20	23.42	-0.02	23.31	-0.01
sisma-	20.00	20.24	-0.02	20.12	-0.01
	20.00	20.24	-0.02	20.12	-0.01



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

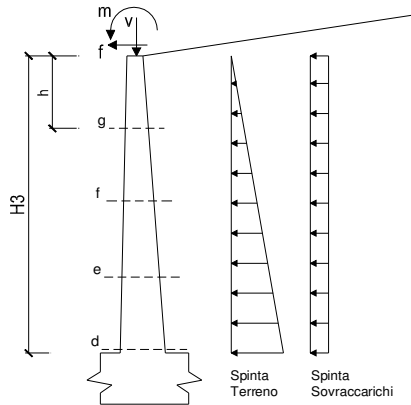
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$$

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.10	0.00	0.00	15.89	15.89	25.10	0.63	25.73
e-e	0.08	0.00	0.00	15.78	15.78	25.10	0.47	25.57
f-f	0.05	0.00	0.00	15.68	15.68	25.10	0.31	25.41
g-g	0.03	0.00	0.00	15.58	15.58	25.10	0.16	25.26

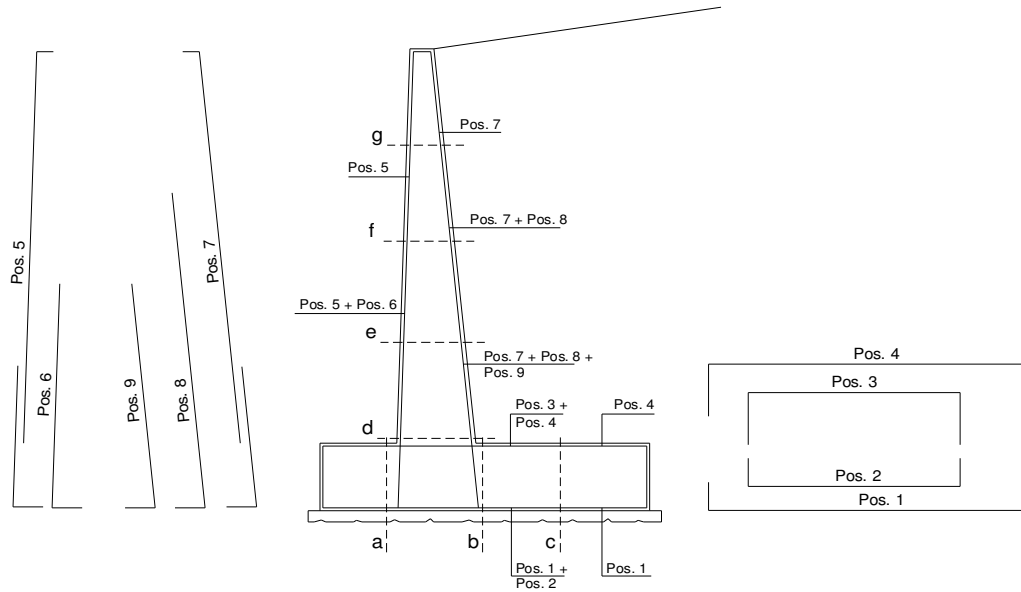
condizione sismica +

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	0.10	0.00	0.00	0.00	18.88	0.01	18.89	25.10	0.70	25.80
e-e	0.08	0.00	0.00	0.00	18.72	0.00	18.72	25.10	0.52	25.62
f-f	0.05	0.00	0.00	0.00	18.55	0.00	18.55	25.10	0.35	25.45
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	18.39	0.00	18.39	25.10	0.17	25.27

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	0.10	0.00	0.00	0.00	18.88	0.01	18.89	25.10	0.55	25.65
e-e	0.08	0.00	0.00	0.00	18.72	0.00	18.72	25.10	0.42	25.52
f-f	0.05	0.00	0.00	0.00	18.55	0.00	18.55	25.10	0.28	25.38
g-g	0.03	0.00	0.00	0.00	18.39	0.00	18.39	25.10	0.14	25.24

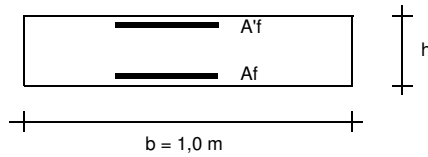
SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

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

VERIFICHE



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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	15.57	0.00	0.50	5.65	5.65	0.85	63.57
b - b	0.00	0.00	0.50	5.65	5.65	0.00	0.01
c - c	0.00	0.00	0.50	5.65	5.65	0.00	0.02
d - d	15.89	25.73	0.25	5.65	5.65	3.07	123.38
e - e	15.78	25.57	0.25	5.65	5.65	3.05	122.57
f - f	15.68	25.41	0.25	5.65	5.65	3.03	121.76
g - g	15.58	25.26	0.25	5.65	5.65	3.01	120.95

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	21.06	0.00	0.50	5.65	5.65	1.15	86.00
b - b	-0.02	0.00	0.50	5.65	5.65	0.00	0.09
c - c	-0.01	0.00	0.50	5.65	5.65	0.00	0.05
d - d	18.89	25.65	0.25	5.65	5.65	3.66	151.09
e - e	18.72	25.52	0.25	5.65	5.65	3.62	149.65
f - f	18.55	25.38	0.25	5.65	5.65	3.59	148.23
g - g	18.39	25.24	0.25	5.65	5.65	3.56	146.82

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