

COMMITTENTE:



DIREZIONE INVESTIMENTI

DIREZIONE PROGRAMMA INVESTIMENTI AREA SUD

PROGETTAZIONE:



S.O. PROGETTAZIONE INTEGRATA SUD

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA ARRICCHITO

LINEA POTENZA - FOGGIA - AMMODERNAMENTO

SOTTOPROGETTO: LOTTO 1.2 - ELETTRIFICAZIONE ROCCHETTA-POTENZA

ADEGUAMENTO ALLE STI SRT/ENE - POSIZIONAMENTO DELLE APPARECCHIATURE STES PER QUATTRO GALLERIE DI LUNGHEZZA MAGGIORE A 1.000 M

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A B H 0 0 F 7 8 C L O C 0 0 0 0 0 0 0 1 A

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	PINI GROUP	Ottobre 2022	G. Romano S. Mendola	Ottobre 2022	A. Anato	Ottobre 2022	F. Sacchi 28 ottobre 2022

ITALFERR S.p.A.
Gruppo Ferrovie dello Stato
Divisione Tecnica
S.O. Progettazione Integrata e Field Engineering
Dott. Ing. Francesco Sacchi
Ordine degli Ingegneri Box. di Roma n. 23172 Sez. A

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 2 di 108
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	--------------------

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
2.1	MURO DI RECINZIONE – CONTENIMENTO PIAZZALE	5
2.2	MURO DI RECINZIONE – CONTENIMENTO SCARPATA	6
3	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E COPRIFERRO	8
5	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	10
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	11
6.1	SPETTRI DI RISPOSTA	11
6.1.1	Spettri di risposta SLV	13
6.1.2	Spettri di risposta SLD	14
7	AZIONE DEL VENTO	15
8	APPROCCI NORMATIVI	18
8.1	CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	18
8.1.1	Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno	20
8.1.2	Scorrimento sul piano di posa	20
8.1.3	Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno	20
8.1.4	Verifica a ribaltamento	21
8.2	VERIFICHE STRUTTURALI	22
8.2.1	Verifica di resistenza a pressoflessione (SLU)	22
8.2.2	Verifica di resistenza a taglio (SLU)	22
8.2.3	Verifica delle tensioni di esercizio (SLE)	22
8.2.4	Verifica allo stato limite di fessurazione (SLE)	23
9	MODELLO DI CALCOLO	24
9.1	GEOMETRIA DI CALCOLO	24
9.2	DATI GEOTECNICI DI INPUT	25
9.2.1	Coefficienti di spinta in condizioni statiche	25
9.2.2	Coefficienti di spinta in condizioni sismiche	25
9.3	ANALISI ED APPLICAZIONE DEI CARICHI	29
9.3.1	Carichi permanenti	29
9.3.2	Carichi permanenti non strutturali	29
9.3.3	Sovraccarico accidentale - Muro di recinzione_Piazzale	29
9.3.4	Azione eccezionale generata dall'urto dei veicoli - Muro di recinzione_Piazzale	30
9.3.5	Azione del sisma	32

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	3 di 108

9.3.6	Combinazioni di carico considerate –Contenimento piazzale	33
9.3.7	Combinazioni di carico considerate –Contenimento scarpata.....	34
10	RISULTATI.....	35
10.1	MURO DI RECINZIONE –PIAZZALE	35
10.1.1	Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche geotecniche	35
10.1.2	Scelta delle armature.....	47
10.1.2.1	Zattera di fondazione	47
10.1.2.2	Paramento.....	49
10.1.3	Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche strutturali.....	53
10.1.4	Condizione di carico SLE – Verifiche a fessurazione	58
10.1.5	Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. RARA)	60
10.1.6	Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. QP).....	62
10.1.7	Condizioni di carico eccezionali – Verifiche geotecniche	64
10.1.8	Condizioni di carico eccezionali – Verifiche strutturali.....	69
10.2	MURO DI RECINZIONE – SCARPATA.....	71
10.2.1	Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche geotecniche	71
10.2.2	Scelta delle armature.....	83
10.2.2.1	Zattera di fondazione	83
10.2.2.2	Paramento.....	85
10.2.3	Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche strutturali.....	89
10.2.4	Condizione di carico SLE – Verifiche a fessurazione	92
10.2.5	Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. RARA)	94
10.2.6	Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. QP).....	96
10.2.7	Verifica di stabilità globale	98
11	INCIDENZE	100
12	FASI ESECUTIVE	107
12.1	FASI ESECUTIVE MURI IN CA DIRETTI	107
13	CONCLUSIONI.....	108

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	4 di 108

1 PREMESSA

Il presente documento rientra nell'ambito del progetto di ammodernamento della linea ferroviaria Potenza – Foggia, Tratto Galleria Cardinale – Imbocco lato Potenza.

L'opera oggetto delle analisi, riportate nei paragrafi qui di seguito, appartiene alla categoria "Muri di sostegno".

Lo studio svolto è stato finalizzato al dimensionamento delle strutture costituenti l'opera ed alla verifica del soddisfacimento dei requisiti di resistenza e deformabilità richiesti da quest'ultima.

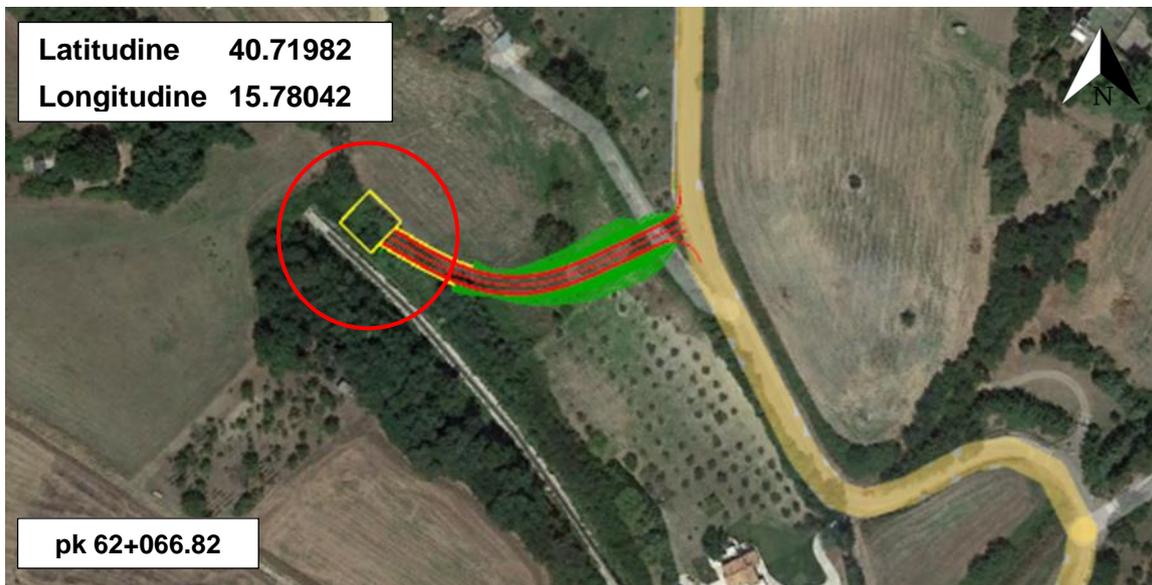


Figura 1.1 - Ubicazione intervento ed opera NV20

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	5 di 108

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'elaborato riporta le verifiche strutturali e geotecniche delle sezioni tipologiche dei muri di recinzione dei piazzali in progetto.

I muri di recinzione presentano un'altezza massima di 1,85 m. Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche della sezione oggetto di analisi.

Le opere oggetto di analisi sono costituite da un paramento di altezza pari a 1,85 metri, con spessore in sommità pari a 30 cm. Il muro è inoltre provvisto in testa di un cordolo in c.a. (55 cm x 40 cm) su cui è ancorata una recinzione.

La fondazione del muro, di tipo diretta, è costituita da una soletta di spessore pari a 0,40 m e larghezza 1,50 m.

Nelle schematizzazioni di calcolo, riportate al §8, sono state considerate le effettive altezze di terreno spingenti sulle opere, determinate in riferimento alla quota sommitale del piazzale a tergo del muro.

Sono state prese in considerazione due sezioni di calcolo, come mostrato di seguito:

2.1 MURO DI RECINZIONE – CONTENIMENTO PIAZZALE

MURO DI RECINZIONE - H=1.5m
Scala 1:20

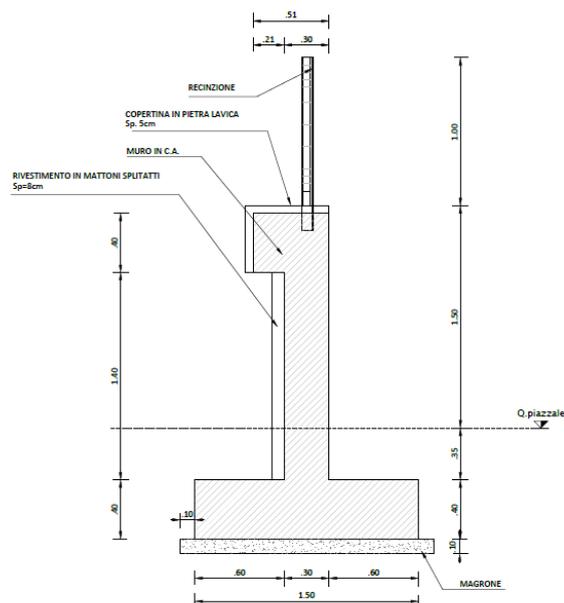


Figura 2.1 - Muro di recinzione – Contenimento piazzale

2.2 MURO DI RECINZIONE – CONTENIMENTO SCARPATA

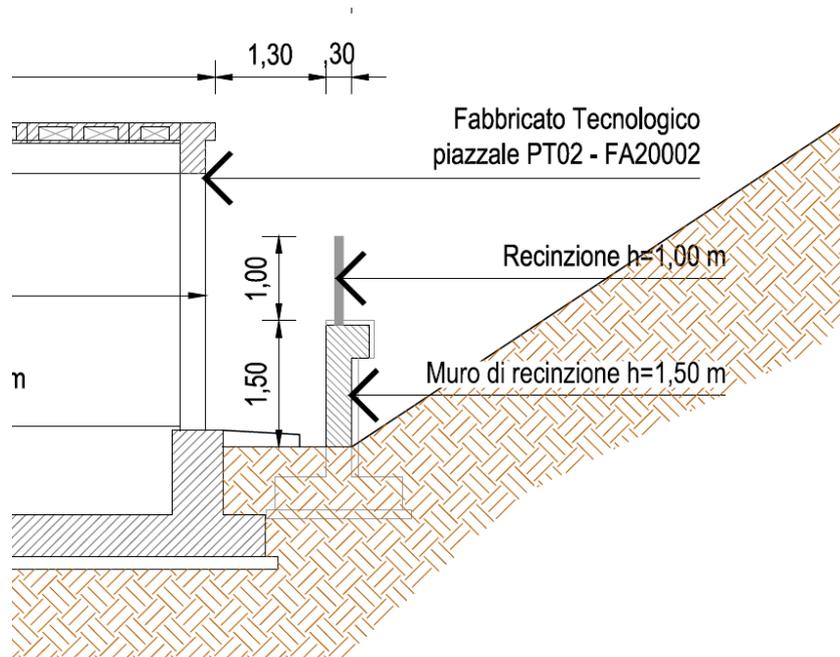


Figura 2.2 - Muro di recinzione - Controripa

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 7 di 108
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	--------------------

3 **NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Si riporta l'elenco delle leggi e dei decreti di carattere generale, assunti come riferimento.

- Legge 5-1-1971 n° 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica”.
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64. Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- D.M. 17 gennaio 2018 – “Norme Tecniche per le Costruzioni “
- Circolare 21 Gennaio 2019 n. 7/C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018
- UNI EN 1992-1-1:2005 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”.
- UNI EN 1992-2:2006 – “Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi”
- UNI EN 1998-5:2005 – “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.
- UNI EN 206:2014 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- UNI 11104:2004 – “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206”.
- “Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Servizio Tecnico Centrale della Presidenza del Consiglio Superiore dei LL.PP.”
- Regolamento (UE) N. 1299/2014 del 18 novembre 2014 della commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N°2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.

Si riporta, ora, l'elenco delle norme tecniche, delle circolari e delle istruzioni F.S. delle quali si è tenuto conto.

- RFI DTC SI MA IFS 001 E del Dicembre 2020 – Manuale di Progettazione delle Opere Civili.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	8 di 108

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E COPRIFERRO

Calcestruzzo classe C12/15 (calcestruzzo magro)

	Var.	Valore	U.M.
Resistenza caratteristica cubica	R _{ck}	15.00	MPa

Paramento muro e soletta di fondazione

Calcestruzzo classe C32/40

	Var.	Valore	U.M.
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R _{ck}	40.00	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f _{ck}	32.00	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f _{ctm}	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	f _{ctk}	2.16	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _c	1.50	-
Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata	α _{cc}	0.85	-
Resistenza di calcolo a compressione	f _{cd}	18.13	MPa
Modulo elastico istantaneo	E _{cm}	33346	MPa

Acciaio B450C per strutture in conglomerato cementizio

	Var.	Valore	U.M.
Tensione caratteristica di rottura	f _{tk}	540.00	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f _{yk}	450.00	MPa
Coefficiente di sicurezza del materiale	γ _s	1.15	-
Tensione di snervamento di calcolo	f _{yk}	391.30	MPa
Modulo elastico	E _s	210000.00	MPa

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	9 di 108

Copriferro

Con riferimento a quanto riportato nel Manuale di progettazione RFI 2020 §2.5.2.2.3.2:

“Per copriferro delle armature si intende la distanza tra la superficie esterna dell’armatura, inclusi collegamenti e staffe, e la superficie di calcestruzzo più vicina”.

Per la definizione del copriferro minimo da adottare per i diversi elementi strutturali si è, dunque, fatto riferimento alla Tabella 2.5.2.2.3.2.- 1 di seguito riportata.

Tabella 4.1 - Copriferro minimo – Stralcio MdP 2020 Tab. 2.5.2.2.3.2-1

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrate o non ispezionabili	40mm

Tenuto di quanto sopra, si sono fissati per le strutture in oggetto i seguenti copriferri minimi:

	Var.	Valore	U.M.
Muro	C _{min}	5.00	cm

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	10 di 108

5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Sulla base delle indagini svolte, sintetizzate nei profili geotecnici lungo linea e nelle relazioni geotecniche, si evince la seguente caratterizzazione geotecnica, estratta dalla relazione geotecnica generale

Per l'opera in esame sono stati assunti i seguenti parametri geotecnici del terreno:

Rilevato stradale:

- Coesione efficace $c' = 0 \text{ kPa}$
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi = 36^\circ$
- Peso per unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Terreno di fondazione

- Descrizione: *ghiaie e ciottoli con sabbia medio fine*
- Coesione efficace $c' = 5 \text{ kPa}$
- Resistenza non drenata $c_u = 70 \text{ kPa}$
- Angolo di resistenza al taglio $\varphi = 25^\circ$
- Peso per unità di volume $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Per quanto concerne il livello di falda, quest'ultimo risulta esser posto a P.C.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	11 di 108

6 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

Per tutte le opere d'arte di progetto vengono adottati i seguenti parametri per la definizione dell'azione sismica:

- Classe d'uso: II
- Coefficiente d'uso CU = 1
- Vita nominale VN = 50 anni
- Categoria di suolo: C
- Categoria topografica: T1
- Fattore di struttura q = 1

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

6.1 SPETTRI DI RISPOSTA

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

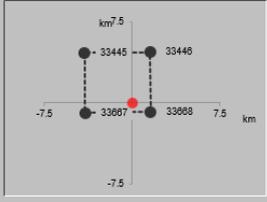
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

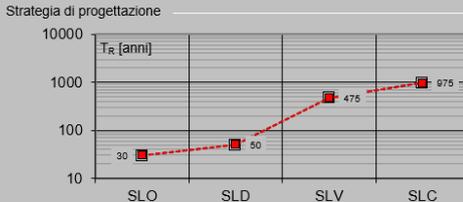
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_S = 1.437$ $C_C = 1.410$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s Regol. in altezza **si** info

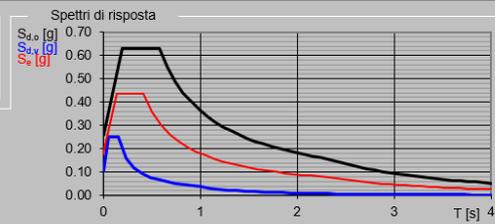
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 1/q = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

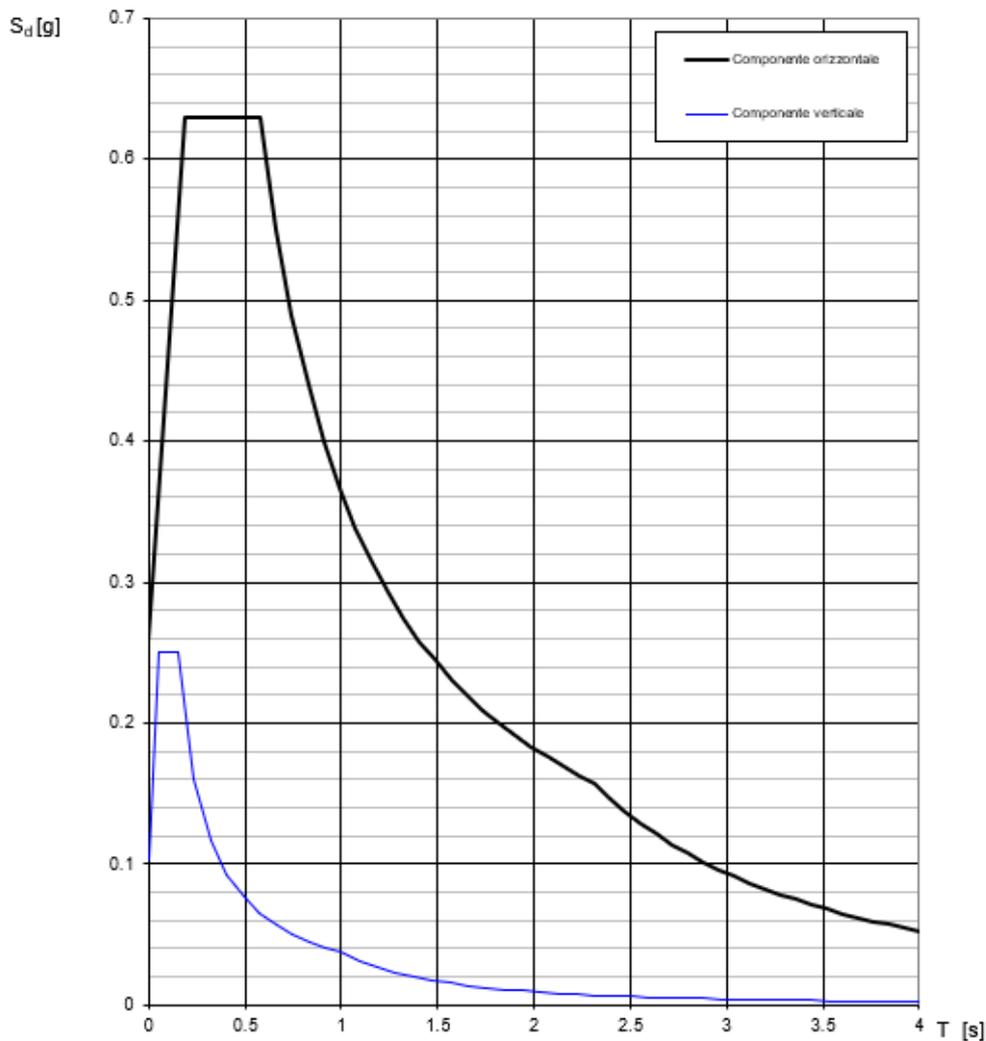
Tabella 6.1 - Parametri sismici sito in esame

Stato Limite	a_g (g)	F_0 (-)	T_c^* (s)	S_S (-)	C_C (g)	S_T (-)
SLD	0.066	2.386	0.320	1.500	1.530	1.00
SLV	0.180	2.440	0.409	1.437	1.410	1.00

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	13 di 108

6.1.1 Spettri di risposta SLV

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV

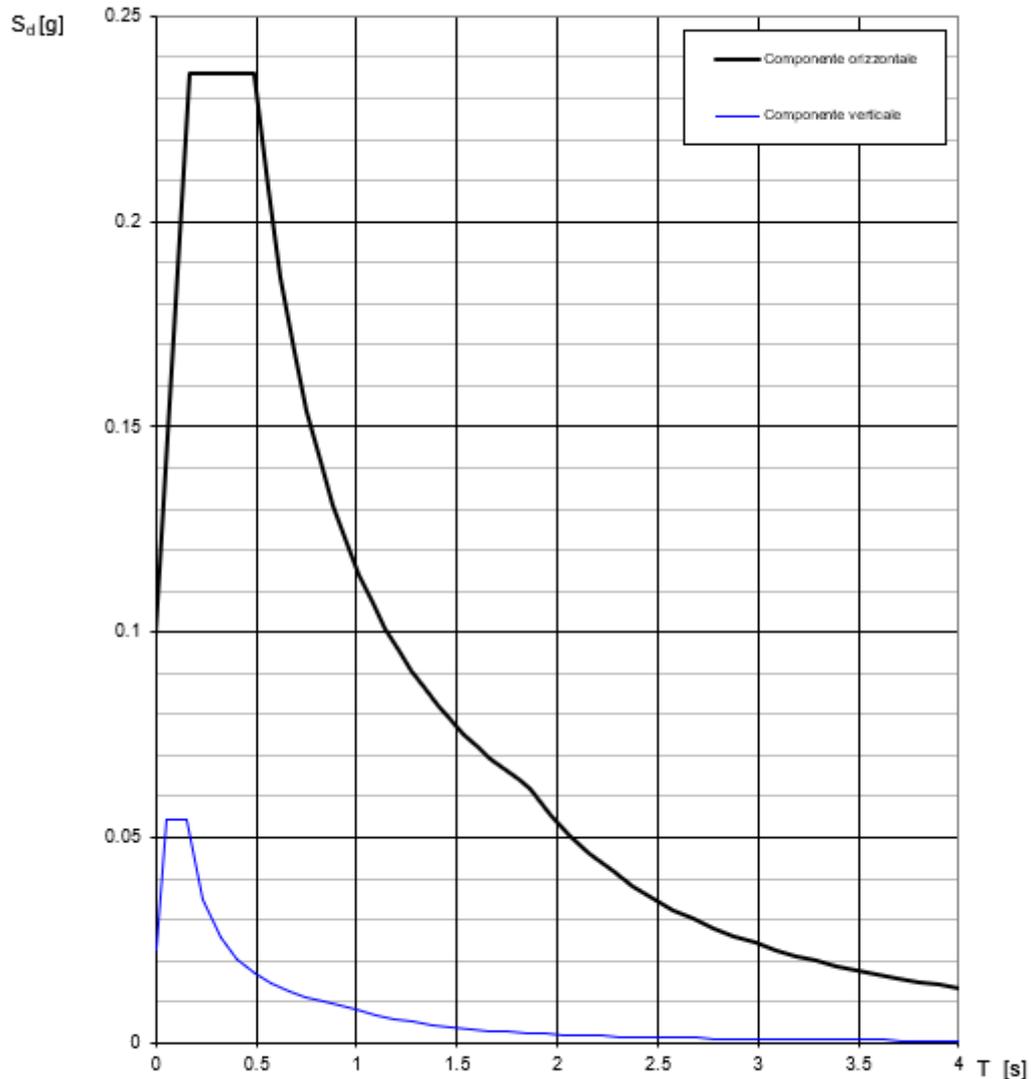


La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. L'ANDIS non potrà essere ritenuta responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	14 di 108

6.1.2 Spettri di risposta SLD

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. L' ANIDIS non potrà essere ritenuta responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	15 di 108

7 AZIONE DEL VENTO

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18

DEFINIZIONE DEI DATI

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

D) Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinchè una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

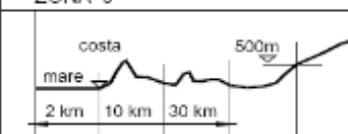
Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

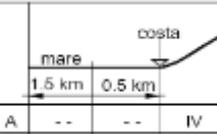
a. (altitudine sul livello del mare della costruizi	820	[m]
Distanza dalla costa	50	[km]
T_r (Tempo di ritorno):	50	[anni]
Categoria di esposizione	III	

ZONE 1,2,3,4,5	
	
A	-- IV IV V V V
B	-- III III IV IV IV
C	-- * III III IV IV
D	I II II II III **

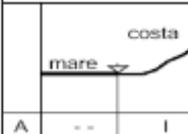
* Categoria II in zona 1,2,3,4
Categoria III in zona 5

** Categoria III in zona 2,3,4,5
Categoria IV in zona 1

ZONA 6	
	
A	-- III IV V V
B	-- II III IV IV
C	-- II III III IV
D	I I II II III

ZONE 7,8	
	
A	-- -- IV
B	-- -- IV
C	-- -- III
D	I II *

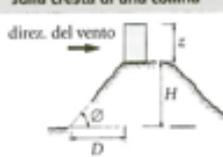
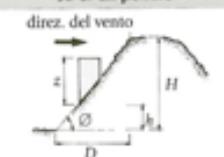
* Categoria II in zona 8
Categoria III in zona 7

ZONA 9	
	
A	-- I
B	-- I
C	-- I
D	I I

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	16 di 108

Coefficiente Topografico (Orografi)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:

1	2	3			
Costruzioni ubicate sulla cresta di una collina	Costruzioni ubicate sul livello superiore	Costruzioni ubicate su di un pendio			
					
$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \left(1 - 0,1 \cdot \frac{x}{H}\right) \geq 1$	$c_t = 1 + \beta \cdot \gamma \frac{h}{H}$			
Coefficiente β		Coefficiente γ			
per: $\frac{z}{H} \leq 0,75$	$0,75 \leq \frac{z}{H} \leq 2$	$\frac{z}{H} \geq 2$	per: $\frac{H}{D} \leq 0,10$	$0,10 < \frac{H}{D} \leq 0,30$	$\frac{H}{D} > 0,3$
$\beta = 0,5$	$\beta = 0,8 - 0,4 \cdot \frac{z}{H}$	$\beta = 0$	$\gamma = 0$	$\gamma = 5 \left(\frac{H}{D} - 0,10\right)$	$\gamma = 1$

Caso selezionato:

Condizione non isolata

Il coefficiente topografico vale: c_t **1.00**

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200m$ valgono le seguenti espressioni

$$c_e(z) = k_r \cdot z^{-0,2} \cdot c_{r,granda} \ln(z/z_{r,granda}) [7 + c_{r,catena} \ln(z/z_{r,catena})] \quad \text{per } z \geq z_{r,granda}$$

$$c_e(z) = c_{e,z_{r,granda}} \quad \text{per } z < z_{r,granda}$$

k_r	$z_{r,granda}$ [m]	$z_{r,catena}$ [m]
0.20	0.10	5.00

Coefficiente di esposizione mini $c_{e,min}$ **1.71** $z < 5.00$
 Coefficiente di esposizione alla $c_{e,granda}$ **1.71** $z = 0.00$
 Coefficiente di esposizione al ca $c_{e,catena}$ **1.71** $z = 0.00$

Per la determinazione del coefficiente di forma C_{pn} si fa riferimento a quanto riportato nel Titolo G.5 – Muri e parapetti del CNR DT 207_2018

VALUTAZIONE PRESSIONE SU ELEMENTI VERTICALI

Si considera il titolo G.5. - Muri e parapetti del CNR DT 207_2018

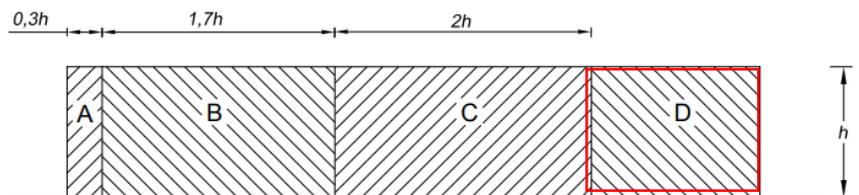


Figura G.21 – Suddivisione di muri e parapetti in aree di uguale pressione complessiva.

La Tabella G.X riporta i valori dei coefficienti di pressione complessiva per ciascuna fascia dell'elemento, sia in assenza sia in presenza di chiusure laterali, per due valori della densità φ rispettivamente pari a 1 e 0,8; l è la lunghezza del muro o del parapetto. Per valori intermedi della densità è consentito interpolare linearmente i valori del coefficiente di pressione complessiva.

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	
		5	2,9	1,8	1,4	1,2
		>10	3,4	2,1	1,7	
0,8	si	tutti	2,1	1,8	1,4	
	si/no	tutti	1,2			

La quota di riferimento è $\bar{z}_e = h$.

Si considera **$l/h \geq 10$**

Si assume il valore per la condizione

C_{pn}

-

1.20

PRESSIONE DI PROGETTO SU MURO

Si sviluppa il calcolo della pressione di progetto

	q_R	$C_e(z) = C_e(z_{min})$	C_d	C_{pn}	ψ	kPa
Pressione di progetto P_N verso muro	0.70	1.71	1.00	1.20	1.00	1.50

CARICHI

$C_{orizzontale}$ q_v	1.5 KN/m ² m
$H_{paramento}$	2.85 m
b_r	1.425 m
$C_{distribuito}$ f_v	4.28 KN/m
Momento m_v	6.09 KNm/m

Nel caso in esame si considera $l/h > 10$ in quanto il muro di recinzione di progetto si considera collegato ad altri muri.

Si considera zona D considerando i muri in posizione centrale.

Si ha quindi **$P_{vento} = 1,50$ kPa**

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 18 di 108
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	---------------------

8 APPROCCI NORMATIVI

8.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche dei muri di sostegno oggetto dell'elaborato sono state condotte nei riguardi dei seguenti stati limite ultimi (SLU):

SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU):

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

SLU di tipo strutturale (STR):

- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno, come prescritto nel MdP 2020 §3.10.3.2.1.1, dovrà essere effettuata secondo la combinazione 2 dell'Approccio 1 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.8.I delle NTC 18 rispettivamente validi per le azioni, i parametri geotecnici e le resistenze globali dei sistemi geotecnici.

Le rimanenti verifiche dovranno essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2: (A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.5.I delle NTC 2018, sotto riportati.

Lo stato limite al ribaltamento, che non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione, dovrà essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 6.2.I e adoperando i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Per le verifiche svolte sull'opera in oggetto si è adottato l'approccio 1 combinazione 2 (A2+M2+R2) per la stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno, e l'approccio 2 (A1+M1+R3) per le restanti verifiche, avendo cura di porre R3 pari ad 1 nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale dell'opera (come indicato nelle NTC 2018 §6.4.3.1).

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

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{Gk}

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

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

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

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

Tab. 6.8.I - Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo

COEFFICIENTE	R2
γ_R	1,1

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 20 di 108
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	---------------------

8.1.1 Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno

La verifica di stabilità globale terreno-opera, ovvero la verifica che non si instauri un meccanismo di collasso nel terreno che incorpori l'opera di sostegno, viene eseguita numericamente a mezzo di un'applicazione dei metodi dell'equilibrio limite e, in particolare, mediante il cosiddetto "Metodo delle Strisce". Il modello utilizzato per il calcolo è quello di Bishop.

8.1.2 Scorrimento sul piano di posa

La verifica a scorrimento del muro sul piano di posa della fondazione viene eseguita considerando, quale azione, il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, e quale resistenza, la risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

In particolare, si considerano le forze F_S , che tendono a far scorrere il muro, e le forze F_R , che si oppongono allo scivolamento di quest'ultimo, come segue:

Forze che tendono a far scorrere il muro (F_S):

- Componente di spinta parallela al piano di fondazione;
- Componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

Forze che si oppongono allo scivolamento (F_R):

- Componente del carico totale normale al piano di fondazione;
- Componente verticale della spinta (se δ è positivo).

La verifica risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze F_S e la risultante delle F_R risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_S .

8.1.3 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

La verifica di *collasso per carico limite* è una verifica a rottura del terreno di fondazione. Tale verifica si ritiene soddisfatta se il rapporto tra il carico limite in fondazione Q_{Lim} e la componente normale della risultante dei carichi, trasmessi dal muro sul terreno di fondazione, risulta superiore al fattore di sicurezza definito dalle NTC 2018 e dal MdP 2020

La verifica di capacità portante verticale è stata eseguita in accordo con l'espressione generalizzata di *Brinch-Hansen* (1970).

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

I valori di N_c , N_q e N_γ ed i valori di i_c , i_q e i_γ , invece, sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975).

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	21 di 108

8.1.4 Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante M_R) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante M_S), rispetto al piede di valle della fondazione, ed a verificare che il rapporto fra M_S/M_R sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_R .

Momento ribaltante (M_R):

- funzione delle componenti orizzontali delle spinte dovute all'inerzia del muro e del terreno gravante sulla mensola di monte della fondazione;

Momento stabilizzante (M_S):

- funzione della forza peso del muro (applicata nel baricentro della fondazione) e quella del terreno gravante sulla mensola di monte della fondazione.

Per quanto riguarda la componente verticale della spinta essa, in quanto associata ad un'azione esterna ribaltante, comporterà una riduzione del momento ribaltante solo qualora l'angolo d'attrito terreno-muro δ sia positivo.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 22 di 108
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	---------------------

8.2 VERIFICHE STRUTTURALI

8.2.1 Verifica di resistenza a pressoflessione (SLU)

La verifica di resistenza a pressoflessione sugli elementi viene condotta calcolando il momento resistente massimo della sezione in presenza o meno di sforzo assiale di compressione. Il calcolo si basa sull'assunzione dei diagrammi di calcolo a tensione-deformazione del calcestruzzo e dell'acciaio previsti dalla normativa. La suddetta verifica si ritiene soddisfatta se risulta rispettata la seguente disuguaglianza:

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

dove: N_{Ed} è il valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione; M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ; M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

8.2.2 Verifica di resistenza a taglio (SLU)

La verifica di resistenza nei confronti delle sollecitazioni taglianti è stata eseguita nel rispetto delle prescrizioni riportate al paragrafo §4.1.2.1.3 delle NTC 2018. Si è dapprima valutato il soddisfacimento delle verifiche considerando elementi strutturali sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio. Laddove la verifica non è risultata soddisfatta si è proceduto al calcolo del taglio resistente considerando il caso di elementi provvisti di armature trasversali resistenti al taglio.

Per le verifiche a taglio degli elementi con armatura resistente a taglio, si è adottato il criterio dell'inclinazione variabile della biella compressa.

8.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio (SLE)

Le verifiche tensionali sono state eseguite in ottemperanza alle NTC 2018 e a quanto prescritto dal MdP 2020 §2.5.1.8.3.2.1 per le strutture in calcestruzzo armato ordinario.

2.5.1.8.3.2.1 Valori limite delle tensioni

Strutture in C.A.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- Per combinazione di carico caratteristica (rara): $0,55 f_{ck}$;
- Per combinazioni di carico quasi permanente: $0,40 f_{ck}$;
- Per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0,75 f_{yk}$.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	23 di 108

8.2.4 Verifica allo stato limite di fessurazione (SLE)

Le verifiche di fessurazione sono state eseguite in ottemperanza alle NTC 2018 e a quanto riportato nel MdP RFI 2020 §2.5.1.8.3.2.4.

2.5.1.8.3.2.4 Requisiti concernenti la fessurazione per strutture in C.A., C.A.P. e miste acciaio-calcestruzzo

Si rimanda integralmente al par. 4.1.2.2.4 del DM del 17.01.2018 di seguito riportato con le integrazioni e i chiarimenti elencati nel seguito.

“4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

In ordine di severità decrescente, per la combinazione di azioni prescelta, si distinguono i seguenti stati limite:

- stato limite di decompressione, nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- stato limite di formazione delle fessure, nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1,2} \quad [4.1.13]$$

dove f_{ctm} è definito nel § 11.2.10.2;

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm} \quad w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad w_3 = 0,4 \text{ mm}''$$

Lo stato limite di fessurazione deve essere fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Stato limite di decompressione

Le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata; per tutte le strutture precomprese, sia a fili, sia a trefoli che a barre, nelle zone in cui la struttura è considerata precompressa, nella combinazione caratteristica (rara) dello SLE non devono verificarsi tensioni di trazioni.

Stato limite di apertura delle fessure

L'apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, dovrà risultare:

- $\delta_f \leq w_1$ per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.2 del DM 17.01.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;
- $\delta_f \leq w_2$ per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 17.01.2018.

Si fa comunque presente che per le sole testate delle travi in C.A.P., se dovessero verificarsi micro fessurazioni, queste non dovranno essere di ampiezza superiore a 0,10 mm. Le suddette micro fessure, dopo la loro accettazione, andranno trattate con materiali idonei e secondo procedure da concordare con le FERROVIE.

Essendo l'opera oggetto di studio una “*struttura a permanente contatto con il terreno*”, sebbene le condizioni ambientali siano ordinarie, si è verificato il limite di apertura delle fessure in combinazione rara ponendo $\delta_f \leq w_1$ anziché a w_2 .

A ragione di ciò, le verifiche di fessurazione, saranno condotte nei soli riguardi della combinazione *rara*, in quanto combinazione più gravosa rispetto alle combinazioni frequente e quasi permanente, previste da NTC, con limiti di apertura maggiori.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	24 di 108

9 MODELLO DI CALCOLO

Ai fini del dimensionamento e della verifica dell'opera, oggetto di studio, si è utilizzato il foglio di calcolo "Geotecnica per Excel" distribuito dalla DEI. A partire dai dati di input geometrici e meccanici, il foglio di calcolo restituisce le sollecitazioni sui muri e gli scarichi in fondazione in funzione dei quali sono state eseguite le verifiche. I calcoli riportati sono interamente ripercorribili sulla base dei dati inseriti.

9.1 GEOMETRIA DI CALCOLO

Si riportano di seguito i dati di input inseriti nel foglio di calcolo relativamente alle sezioni tipo indagate.

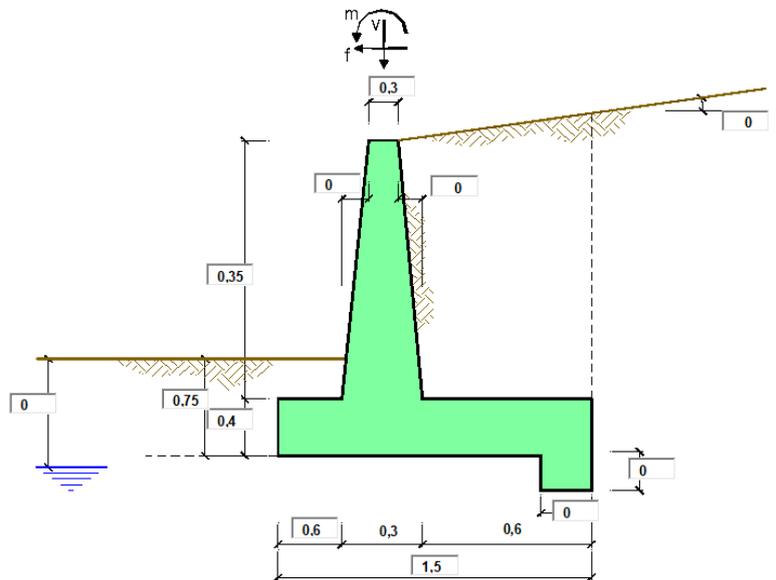
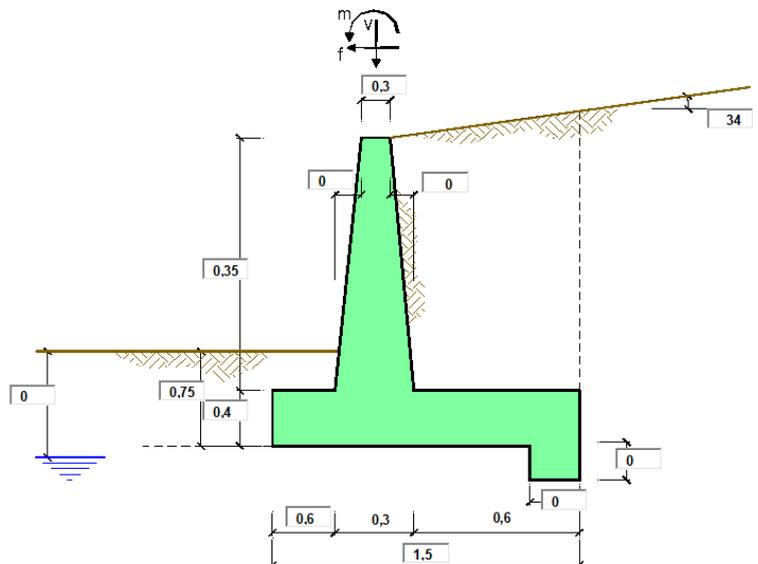


Figura 9.1 - Muro di recinzione_Piazzale



	LINEA POTENZA-FOGGIA TRATTA FERROVIARIA ROCCHETTA-POTENZA AMMODERNAMENTO - ADEGUAMENTO ALLE STI SRT/ENE						
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A

Figura 9.2 - Muro di recinzione_Scarpata

9.2 DATI GEOTECNICI DI INPUT

In accordo con le risultanze della caratterizzazione geotecnica (si veda [Cap. 5](#)) del sito di ubicazione dell'opera, si è proceduto a valutare i coefficienti di spinta attiva in condizioni statiche e sismiche.

9.2.1 Coefficienti di spinta in condizioni statiche

Si ipotizza che, già in fase statica, gli spostamenti del terreno a monte siano tali da far sì che venga attinta completamente la spinta attiva. A partire da questa ipotesi, le spinte del terreno in condizioni statiche si determineranno secondo la teoria di Coulomb. In particolare, i coefficienti di spinta attiva e di resistenza passiva sono stati definiti attraverso le seguenti espressioni (MdP 2020 §2.12.3.1.1):

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi')}{\sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \varepsilon)}{\sin(\psi - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\sin^2(\psi - \varphi')}{\sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}{\sin(\psi + \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Dove:

- ψ inclinazione paramento interno della spalla;
- φ' angolo d'attrito efficace del terreno di riempimento a tergo della spalla;
- δ angolo d'attrito terra-paramento (in prima approssimazione pari a 2/3 di φ');
- ε inclinazione del terreno a tergo della spalla.

9.2.2 Coefficienti di spinta in condizioni sismiche

In condizione sismica si considera un incremento della spinta del terreno rispetto alla condizione statica in esercizio. Le spinte del terreno in condizioni sismiche si determinano secondo la formulazione proposta da Mononobe-Okabe. In particolare, i coefficienti pseudo-statici di spinta attiva e di resistenza passiva sono stati definiti attraverso le seguenti espressioni:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \vartheta)}{\cos\vartheta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

$$k_p = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \vartheta)}{\cos\vartheta \cdot \sin^2\psi \cdot \sin(\psi + \vartheta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin\varphi' \cdot \sin(\varphi' + \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\psi + \varepsilon) \cdot \sin(\psi + \vartheta)}} \right]^2}$$

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	26 di 108

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

Dove:

- ψ inclinazione paramento interno della spalla;
- φ' angolo d'attrito efficace del terreno di riempimento a tergo della spalla;
- δ angolo d'attrito terra-paramento (in prima approssimazione pari a 2/3 di φ');
- ε inclinazione del terreno a tergo della spalla.

Laddove per "spalla" ci si riferisce, nel caso in esame, al paramento del muro di sostegno. Ai fini del calcolo dei coefficienti di spinta in condizioni sismiche il parametro " δ " è stato posto pari a zero.

k_h e k_v sono, invece, i coefficienti sismici pseudo-statici, orizzontale e verticale rispettivamente, funzioni dell'accelerazione sismica di riferimento e delle prestazioni attese dal muro così definiti:

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

$$k_v = 0,50 \cdot k_h$$

Dove:

- β_m coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
- a_{\max} accelerazione orizzontale massima attesa al sito;
- g accelerazione di gravità.

I valori di β_m sono riportati nella Tab. 7.11.I. (delle NTC 2018) o nella Tab.3 del MdP §2.12.3.1.1.

Tab. 7.11.I – Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

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

Essendo $a_g(g) = 0.18$ in **SLV** ed essendo il sottosuolo di categoria **C**, si è assunto $\beta_m = 0.24$.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	27 di 108

Si mostrano, qui riassunti, i dati geotecnici di input per la definizione delle azioni applicate ai modelli di calcolo. Questi ultimi si differenziano per il solo parametro H_s , ovvero la "profondità significativa", che è funzione della dimensione di base della zattera di fondazione.

Figura 9.3 - Dati geotecnici di input muro di recinzione_Plazzale

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	36.00	36.00	30.17	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(2/3 ϕ)	(°)	δ	24.00	24.00	20.11
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	5.00	5.00	4.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	25.00	25.00	20.46	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata $H = 2*B$)	(m)	H_s	3.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	40000			
Dati Sismici	Accelerazione sismica		a_g/g	0.18	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico		S_s	1.437	(-)		
	Coefficiente Amplificazione Topografico		S_T	1	(-)		
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima		β_s	0.24	(-)		
	Coefficiente sismico orizzontale		k_h	0.06	(-)		
	Coefficiente sismico verticale		k_v	0.03	(-)		
	Muro libero di traslare o ruotare			<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no			
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.235	0.235	0.295		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.292	0.292	0.368		
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.294	0.294	0.370		
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.464	2.464	2.075		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.367	2.367	1.985		
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.361	2.361	1.979		

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	28 di 108

Figura 9.4 - Dati geotecnici di input muro di recinzione_Controripa

Dati Geotecnici				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	ϕ'	36.00	36.00	30.17	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	19.00	19.00	19.00	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(2/3 ϕ)	(°)	δ	24.00	24.00	20.11
Dati Terreno Fondazione	Condizioni			<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	$c1'$	5.00	5.00	4.00	
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi1'$	25.00	25.00	20.46	
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	19.00	19.00	19.00	
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	19.00	19.00	19.00	
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	3.00			
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E				

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.18	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.437	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.24	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.06	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.03	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.498		0.498		0.796
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.713		0.713		0.801
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.717		0.717		0.804
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.464		2.464		2.075
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.367		2.367		1.985
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.361		2.361		1.979

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 29 di 108
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	---------------------

9.3 ANALISI ED APPLICAZIONE DEI CARICHI

9.3.1 Carichi permanenti

Il carico permanente è legato alla spinta del terreno. Tale spinta viene valutata a partire dal coefficiente di spinta attiva e dal peso di volume del terreno. Si suppone una distribuzione triangolare con risultante applicata ad 1/3 dell'altezza del muro pari a:

$$S_A = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

9.3.2 Carichi permanenti non strutturali

Si considerano i seguenti carichi:

- Per la sezione di contenimento del piazzale
 - o Peso del pacchetto stradale, avente spessore pari a circa 35,00 cm: carico distribuito di **7 kN/m²** agente sul terreno di riporto;
- Per entrambe le sezioni
 - o Peso del parapetto: carico verticale agente in testa al paramento del muro, assunto pari a **11.25 kN/m**.
 - o Peso della barriera di sicurezza: carico verticale agente in testa al paramento del muro, assunto pari a **1,70 kN/m**.

9.3.3 Sovraccarico accidentale - Muro di recinzione_Piazzale

La presenza di un piazzale a monte del muro di sostegno rende necessario considerare la presenza di carico variabile dovuto al traffico stradale. Quest'ultimo è stato posto pari a **20,00 kN/m**. In condizioni sismiche il carico variabile dovuto al traffico stradale è considerato pari al **30%** del carico valutato in condizioni statiche.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	30 di 108

9.3.4 Azione eccezionale generata dall'urto dei veicoli - Muro di recinzione_Piazzale

Per tener conto dell'azione eccezionale da urto veicolare si è fatto riferimento a quanto riportato al paragrafo §3.6.3.3.1 delle NTC 2018.

Le azioni da urto hanno direzione parallela a quella del moto del veicolo al momento dell'impatto. Nelle verifiche si possono considerare, non simultaneamente, due azioni nelle direzioni parallela ($F_{d,x}$) e ortogonale ($F_{d,y}$) alla direzione di marcia normale, con $F_{d,y} = 0,50F_{d,x}$.

In assenza di determinazioni più accurate e trascurando la capacità dissipativa della struttura, si possono adottare le forze statiche equivalenti riportate in Tab. 3.6.III.

Tabella 3.6.III – Forze statiche equivalenti agli urti di veicoli

Tipo di strada	Tipo di veicolo	Forza $F_{d,x}$ [kN]
Autostrade, strade extraurbane	-	1000
Strade locali	-	750
Strade urbane	-	500
Aree di parcheggio e autorimesse	Automobili	50
	Veicoli destinati al trasporto di merci, aventi massa massima superiore a 3,5 t	150

Nel caso in esame, essendo il muro posto in corrispondenza di un piazzale, a vantaggio di sicurezza si è scelto di considerare un'azione $F_{d,x} = 150$ kN.

Nei calcoli è stata considerata la forza ortogonale al senso di marcia pari a:

$$F_{d,y} = 0,50 \cdot 150 = 75 \text{ KN.}$$

Quest'ultima è stata applicata sul muro, come da NTC 2018, per urti sulle membrature verticali, la forza risultante di collisione F deve essere applicata sulla struttura 1,25 m al di sopra della superficie di marcia, su un'area di larghezza pari a 1,50 m.

La larghezza considerata per la diffusione del carico è pari alla distanza fra due giunti, ovvero alla lunghezza del singolo concio di muro, in luogo delle verifiche geotecniche, ed alla lunghezza di diffusione del carico alla base del paramento, in luogo delle verifiche strutturali.

Per quest'ultime si è, infatti, considerato il caso più gravoso in cui l'urto avviene al bordo del muro e si distribuisce a 45° al piede del paramento.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	31 di 108

L'applicazione delle suddette forze dà luogo ad un taglio e ad un momento agenti in testa al paramento pari rispettivamente a:

Verifiche GEO

Tabella 9.1 - Muro di recinzione

VERIFICHE (GEO)			
	VAR.	VALORE	U.M.
Distanza q,ta piazzale da sez. incastro (H di calcolo muro)	H _p	0.35	m
Lunghezza concio	L _M	10	m
H applicazione forza	H _U	1.6	m
Distanza applicazione forza da q,ta terreno	b _{Fdx}	1.25	m
Azione d'urto parallela muro	F _{d,x}	150	kN
Azione d'urto normale = 0,5 F _{d,x}	F _{d,y}	75	kN
Carichi eccezionali			
Carico orizz. In testa al muro	f _p	7.5	kN/m
Momento in testa al muro	m _p	9.4	kNm/m

Verifiche STR

VERIFICHE (STR)			
	VAR.	VALORE	U.M.
Distanza q,ta piazzale da sez. incastro (H di calcolo muro)	H _p	0.35	m
Larghezza area appl. F _{d,x}	L _{Fdx}	1.5	m
Distanza applicazione forza da q,ta terreno	b _{Fdx}	1.25	m
H applicazione forza da sezione incastro paramento	H _U	1.6	m
Angolo di diffusione	α	45	gradi
Lunghezza diffusione carico	L _d	3.10	m
Azione d'urto	F _{d,x}	150	kN
Azione d'urto normale = 0,5 F _{d,x}	F _{d,y}	75	kN
Carichi eccezionali			
Carico orizz. In testa al muro	f _p	24.2	kN/m
Momento in testa al muro	m _p	30.2	kNm/m

Le azioni da urto sono state applicate al modello e combinate secondo la combinazione eccezionale (NTC 2018 §2.5.3).

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Il valore del coefficiente moltiplicativo ψ_2 applicato ai carichi accidentali ed impiegato nelle verifiche è pari **0,3** coerentemente con quanto riportato nelle NTC 2018 per *strutture di categoria G*.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ _{0j}	ψ _{1j}	ψ _{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	32 di 108

9.3.5 Azione del sisma

La sovraspinta sismica è calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe. Tale azione presenta un diagramma di spinta triangolare dato dalla differenza tra il diagramma associato alla spinta statica e sismica calcolata con il coefficiente di spinta di Mononobe-Okabe e il diagramma associato alla spinta statica calcolata con il coefficiente di spinta attiva. L'azione di sovraspinta sismica si considera applicata ad 1/3 dell'altezza del muro.

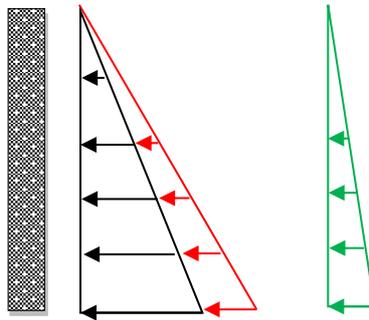


Figura 9.5 - Schema di calcolo degli effetti legati alla sovraspinta sismica del terreno

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	33 di 108

9.3.6 Combinazioni di carico considerate – Contenimento piazzale

Tabella 9.2 - Schema riepilogativo dei carichi in input per le verifiche in combinazione SLU, SLV e SLE – Muro_Piazzale.

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	7.00	9.10	7.70
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	12.95	12.95	11.66
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	20.00	30.00	30.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	2.57	3.85	3.85
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	3.66	5.49	5.49
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1	0.50	condizione quasi permanente Ψ_2	0.30		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	6.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	\blacktriangleleft \blacktriangleright	(kN/m)	fs	0.00	\blacktriangleleft \blacktriangleright	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00		

Per quel che riguarda le verifiche in *combinazione eccezionale* si è scelto di inserire le azioni dovute all'urto dei veicoli nella sezione relativa ai carichi permanenti, al fine di assegnare loro coefficienti parziali di sicurezza unitari.

I carichi accidentali, che in combinazione eccezionale vengono associati a coefficienti ψ_2 sono stati, invece, già in fase di input, considerati pari al 30% di quelli considerati in combinazione SLU.

Tabella 9.3 - Schema riepilogativo dei carichi in input per le verifiche in combinazione Eccezionale(GEO) Muro_Piazzale

Carichi Agenti				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	7.00	7.00	7.00
	Sovraccarico su zattera di monte	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	7.50	7.50	7.50
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	12.95	12.95	12.95
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	9.40	9.40	9.40
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	6.00	6.00	6.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1	0.50	condizione ECCEZIONALE Ψ_2	0.30			
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	\blacktriangleleft \blacktriangleright	(kN/m)	fs	0.00	\blacktriangleleft \blacktriangleright	
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00		

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	34 di 108

Tabella 9.4 - Schema riepilogativo dei carichi in input per le verifiche in combinazione Eccezionale(STR) Muro_Piazzale

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto			
				STR/GEO	EQU		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	(kN/m ²)	qp	7.00	7.00	7.00
	Sovraccarico su zattera di monte						
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	24.20	24.20	24.20
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	12.95	12.95	12.95
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	30.20	30.20	30.20
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	6.00	6.00	6.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.50	condizione eccezionale Ψ2	0.30		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00		

9.3.7 Combinazioni di carico considerate – Contenimento scarpata

Tabella 9.5 - Schema riepilogativo dei carichi in input per le verifiche in combinazione SLU, SLV e SLE – Muro_Scarpata

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto			
				STR/GEO	EQU		
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte						
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	12.95	12.95	11.66
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	f	2.57	3.85	3.85
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche		(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche		(kNm/m)	m	3.66	5.49	5.49
	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ1	0.50	condizione quasi permanente Ψ2	0.30		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00		

Per il muro di contenimento della scarpata non viene considerata l'azione d'urto.

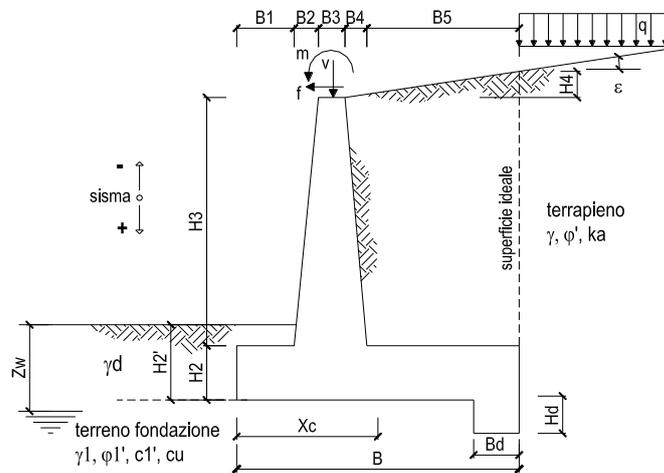
RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	35 di 108

10 RISULTATI

Nel presente capitolo sono riportati i risultati in termini di verifiche geotecniche e strutturali eseguite sulla base di quanto precedentemente illustrato.

10.1 MURO DI RECINZIONE –PIAZZALE

10.1.1 Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche geotecniche



OPERA

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	0.35	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	1.50	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.40	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.60	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	0.60	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	0.75	(m)

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

Si riporta di seguito un riepilogo dei coefficienti di sicurezza ottenuti nelle verifiche geotecniche fin qui svolte.

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.52	2.57	3.77
Sismico	2.76	11.65	6.79

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	36 di 108

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	2.63	2.63	2.36
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15.00	15.00	13.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	17.63	17.63	15.86
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	3.99	3.99	3.59
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	3.99	3.99	3.59
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	12	18	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	3.6		

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	1.97	1.97	1.77
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	11.25	11.25	10.13
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	13.22	13.22	11.90
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	4.79	4.79	4.31
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	4.79	4.79	4.31
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	14.40	21.60	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	4.32		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)					
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1.09	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0.55	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)					
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		0.25	
Ptstv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0.12	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	37 di 108

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.09
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.19
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0.28

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.06
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.35
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0.41

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.14
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.14

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.15
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.15

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	38 di 108

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	1.26	1.63	1.74
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	1.23	1.60	1.71
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	3.52	5.29	6.65

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.15	1.49	1.63
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.13	1.46	1.60
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	3.22	4.83	6.24

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.51	0.66	0.60
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.50	0.65	0.59
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	1.43	2.15	2.29

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
---	--------	------	------	------

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$St \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3 - Hd)$	(kNm/m)	0.29	0.37	0.41
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	0.77	1.00	0.90
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	0.42	0.55	0.60
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	1.21	1.81	2.34
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.75	0.98	0.88
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	2.15	3.22	3.43
MSp =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	3.66	5.49	5.49
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	1.93	2.89	2.89
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	9.71	9.71	8.74

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	39 di 108

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)							
$N = P_m + P_t + v + v_p + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc}$					38.03	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)							
$T = St_h + Sq_h + f + f_p$					11.64	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)							
$f = \text{tg}\phi_1'$					0.47	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T				1.52	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)							
$Ms = M_m + M_t + MSt_2 + Mfext_3 + MSq_2$					30.15	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)							
$Mr = MSt_1 + MSq_1 + Mfext_1 + Mfext_2 + MSp$					11.73	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr				2.57	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)					Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr \text{ acc})$					38.03	56.03	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)							
$T = St_h + Sq_h + f - Sp$					11.64	11.64	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)							
$MM = \sum M$					21.81	43.41	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)							
$M = X_c * N - MM$					6.72	-1.38	(kNm/m)

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	40 di 108

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kPa)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	6.75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.18	-0.02	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.15	1.45	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	0.59	0.70	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.55	0.67	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg \varphi))^{m+1}$		0.45	0.48	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	124.89	154.00	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	3.77	>	1.4
		N_{max}	3.99	>	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	41 di 108

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Spinta condizione sismica +					
Sst1 stat =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	1.26	1.26	1.58
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.35	0.35	0.45
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	1.53	1.53	1.93
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	1.31	1.31	1.65
- Componente orizzontale condizione sismica +					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.26	1.26	1.58
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.35	0.35	0.45
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.53	1.53	1.93
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.31	1.31	1.65
- Componente verticale condizione sismica +					
Sst1v stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente					
Sp =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot Hd^2 \cdot kps^+ + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1+kv) \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
- Condizione sismica +					
MSst1 stat =	$Sst1h \text{ stat} \cdot ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)$	(kNm/m)	0.31	0.31	0.39
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0.09	0.09	0.11
MSst2 stat =	$Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	$Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	$Ssq1h \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	1.07	1.07	1.34
MSsq2 =	$Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1 \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp+ms$	(kNm/m)	0.00
Mfext2 =	$(fp+fs) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 =	$(vp+vs) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	9.71

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	42 di 108

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 35.24 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 5.80 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.83} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} + M_{Sst2} + M_{Ssq2} + M_{P_s v} + M_{p_{tsv} v} \quad 26.48 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst1} + M_{Ssq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{P_s h} + M_{p_{tsv} h} \quad 2.27 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{11.65} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (S_{ovr} \text{ acc}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 5.80 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 26.39 \quad 30.71 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 0.04 \quad -1.58 \quad (\text{kNm/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	43 di 108

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	6.75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.00	-0.04	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.50	1.42	(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)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.79	0.80	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.76	0.78	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.70	0.69	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	187.01	185.90	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	7.95	>	1.4
		N_{max}	6.79	>	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	44 di 108

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	1.26	1.26	1.58
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$ - Sst1 stat	(kN/m)	0.27	0.27	0.34
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	1.54	1.54	1.94
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	1.32	1.32	1.67

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	1.26	1.26	1.58
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	0.27	0.27	0.34
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	1.54	1.54	1.94
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	1.32	1.32	1.67

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica -				
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	0.31	0.31	0.39
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	0.07	0.07	0.08
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	1.08	1.08	1.35
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)	0.00
Mfext2 = (fp+fs) * (H3 + H2)	(kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	9.71

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	45 di 108

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 33.89 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 5.73 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.76} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} + \mathbf{MS_{st2}} + \mathbf{MS_{sq2}} + \mathbf{MP_s v} + \mathbf{M_{pts v}} \quad 26.48 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = \mathbf{MS_{st1}} + \mathbf{MS_{sq1}} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + \mathbf{MP_s h} + \mathbf{M_{pts h}} \quad 2.25 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{11.74} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 5.73 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 25.28 \quad 29.60 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 0.14 \quad -1.48 \quad (\text{kNm/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	46 di 108

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

Fondazione Nastriforme

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

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	6.75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.00	-0.04	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.49	1.42	(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)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	($2 + \pi$ in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.78	0.79	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.76	0.77	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.69	0.69	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	185.85	185.21	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	8.18	>	1.4
		N_{max}	7.02	>	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	47 di 108

10.1.2 Scelta delle armature

Per la scelta delle armature sono stati tenuti in considerazione i seguenti minimi di armatura:

10.1.2.1 Zattera di fondazione

CARPENTERIA & ARMATURA	VAR.	UNITÀ	VALORE
Base della sez. trasversale (larghezza media della sez. trasversale)	b_t	cm	100.00
Altezza della sezione trasversale	h	cm	40.00
Copriferro min (dist. min tra bordo sezione ed asse delle armature)	c_{min}	cm	6.40
Altezza utile della sezione	$d = h - c$	cm	33.60
Spille di collegamento	spille ==>		4Φ8/mq
<i>Armatura minima scelta per flessione:</i> Piastra a portanza unidirezionale			
Armatura di forza	Armature: ==>		Φ12/150
	A_{s1}	cm ²	7.54
Armatura di ripartizione	Armature: ==>		Φ12/150
	A_{s1}	cm ²	7.54

PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO E DELL'ACCIAIO

Proprietà del calcestruzzo a lungo termine (28 giorni):

Classe di resistenza			C32/40
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	MPa	40.00
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	MPa	33.20
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	MPa	3.10

Proprietà del calcestruzzo a breve termine (3 giorni):

Età di fessurazione (n=3 giorni in mancanza di informazioni più prec)	t_c	-	3.00
Classe di cemento adottata	s	-	classe N
Resistenza media a trazione a t_c giorni	$f_{ctm}(t_c)$	MPa	1.85
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\sigma_t = f_{ctm}(t_c) / 1.2$	GPa	1.54

Acciaio:

Classe di resistenza			B450C
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	MPa	450.00

ARMATURA MINIMA DI FORZA

Armatura minima di base:

Area minima 1 in zona tesa	$A_{smin 1} = (0.0013 b_t d)$	cm ²	4.37
Area minima 2 in zona tesa	$A_{smin 2} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_y) \times b_t d$	cm ²	6.02
Area minima richiesta in zona tesa	$A_{smin} = \max (A_{smin 1}; A_{smin 2})$	cm ²	6.02
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	<u>7.54</u>
	-		<u>1.25</u>

Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme

ok

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	48 di 108

Armatura minima per effetti da ritiro:

Rapporto di fessurazione a breve termine	$\rho_{crit} = f_{ctm} / f_{yk}$	3.43E-03
Coefficiente k (k = 1.0 per h ≤ 300mm; k = 0.65 per h ≥ 800mm)	k	0.93
Coeff. k _c (Pura trazione=1, altrimenti vedi §7.3.2 (2) UNIEN1992-1-1-2015)	k _c	1.00
Area di calcolo del calcestruzzo tesa (si assume trazione pura)	A _{ct} cm ²	4000.00
Area minima di armatura per lato richiesta per effetti da ritiro	$A_{s,min} = k k_c (f_{ctm} / f_{yk}) A_{ct} / 2$ cm ²	6.39
Area minima scelta in zona tesa	A _{s1} cm ²	7.54
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	As1 / Asmin > 1	<u>1.18</u>

ARMATURA MINIMA DI RIPARTIZIONE

Armatura minima di base su lato di forza:

Armatura per lato di forza (principale) derivante dal progetto secondo gli stati limite:	Primo strato: -	Φ12/125
	Secondo strato:	
	A _{sd} cm ²	9.05
Area minima richiesta in zona tesa	A _{smin} = 0.2 x A _{sd} cm ²	1.81
	Armatura minima di ripartizione scelta ==>	Φ12/150
	cm ²	7.54
	As1 / Asmin > 1	<u>4.17</u>

Nota: Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura di ripartizione in quantità superiore al 20% dell'armatura di forza derivante dal progetto - UNI EN 1992-1-1:2015 §9.3.1.1(2).

Armatura scelta lato di forza in accordo alle vigenti norme

Armatura minima per effetti da ritiro:

Rapporto di fessurazione a breve termine	$\rho_{crit} = f_{ctm} / f_{yk}$	3.43E-03
Coefficiente k (k = 1.0 per h ≤ 300mm; k = 0.65 per h ≥ 800mm)	k	0.93
Coeff. k _c (Pura trazione=1, altrimenti vedi §7.3.2 (2) UNIEN1992-1-1-2015)	k _c	1.00
Area di calcolo del calcestruzzo tesa (si assume trazione pura)	A _{ct} cm ²	4000.00
Area minima di armatura per lato richiesta per effetti da ritiro	$A_{s,min} = k k_c (f_{ctm} / f_{yk}) A_{ct} / 2$ cm ²	6.39
Area minima scelta in zona tesa	A _{s1} cm ²	7.54
Armatura (zona tesa) scelta in accordo alle vigenti norme	As1 / Asmin > 1	<u>1.18</u>
Area minima scelta in zona compressa	A _{s2} cm ²	Φ12/150 7.54
Armatura (zona compressa) scelta in accordo alle vigenti norme	As2 / Asmin > 1	<u>1.18</u>

ARMATURA MINIMA IN COMPRESSIONE

Almeno 25% armatura tesa di progetto

Area minima in zona compressa	A' _{s,min} cm ²	<u>2.26</u>
Area minima scelta in zona compressa	A' _s -	Φ12/125
	A' _s cm ²	9.05
Armatura minima in zona compressa	As1 / Asmin >= 1	<u>4.00</u>
Armatura minima > armatura da ritiro	As1 / Asmin >= 1	<u>1.20</u>

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	49 di 108

10.1.2.2 Paramento

Paramento (base/metà altezza)

CARPENTERIA & ARMATURA	VAR.	UNITÀ	VALORE
Base della sez. trasversale (larghezza media della sez. trasversale)	b_t	cm	100.00
Altezza della sezione trasversale	h	cm	30.00
Copriferro min (dist. min tra bordo sezione ed asse delle armature)	c_{min}	cm	6.40
Altezza utile della sezione	$d = h - c$	cm	23.60
Spille di collegamento	spille	==>	9Φ8/mq
<i>Armatura minima scelta per flessione:</i> Piastra a portanza unidirezionale			
Armatura di forza	Armature:	==>	Φ12/250
	A_{s1}	cm ²	4.52
Armatura di ripartizione	Armature:	==>	Φ12/200
	A_{s1}	cm ²	5.65

PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO E DELL'ACCIAIO

Proprietà del calcestruzzo a lungo termine (28 giorni):

Classe di resistenza			C32/40
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	MPa	40.00
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	MPa	33.20
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	MPa	3.10

Proprietà del calcestruzzo a breve termine (3 giorni):

Età di fessurazione (n=3 giorni in mancanza di informazioni più prec)	t_c	-	3.00
Classe di cemento adottata	s	-	classe N
Resistenza media a trazione a t_c giorni	$f_{ctm}(t_c)$	MPa	1.85
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\sigma_t = f_{ctm}(t_c) / 1.2$	GPa	1.54

Acciaio:

Classe di resistenza			B450C
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	MPa	450.00

ARMATURA MINIMA DI FORZA

Armatura minima di base:

Area minima 1 in zona tesa	$A_{smin 1} = (0.0013 b_t d)$	cm ²	3.07
Area minima 2 in zona tesa	$A_{smin 2} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_y) \times b_t d$	cm ²	4.23
Area minima richiesta in zona tesa	$A_{smin} = \max(A_{smin 1}; A_{smin 2})$	cm ²	4.23
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	4.52
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	-		1.07

ok

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	50 di 108

ARMATURA MINIMA DI RIPARTIZIONE

Armatura minima di base su lato di forza:

Armatura lato di forza (principale) derivante dal progetto secondo gli stati limite:

Primo strato: - **Φ 12/250**
Secondo strato:

Area minima richiesta in zona tesa

A_{sd} cm² 4.52

$A_{smin} = 0.2 \times A_{sd}$ cm² 0.90

Nota: Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura di ripartizione in quantità superiore al 20% dell'armatura di forza derivante dal progetto - UNI EN 1992-1-1:2015 §9.3.1.1(2).

Armatura minima di ripartizione scelta cm² **Φ 12/200**
5.65

Armatura scelta lato di forza in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **6.25**

Armatura minima per effetti da ritiro:

Rapporto di fessurazione a breve termine

$\rho_{crit} = f_{ctm} / f_{yk}$ 3.43E-03

Coefficiente k (k = 1.0 per h ≤ 300mm; k = 0.65 per h ≥ 800mm)

k 1.00

Coeff. k_c (Pura trazione=1, altrimenti vedi §7.3.2 (2) UNIEN1992-1-1-2015)

k_c **1.00**

Area di calcolo del calcestruzzo tesa (si assume trazione pura)

A_{ct} cm² 3000.00

Area minima di armatura per lato richiesta per effetti da ritiro

$A_{s,min} = k k_c (f_{ctm} / f_{yk}) A_{ct} / 2$ cm² 5.15

Area minima scelta in zona tesa

A_{s1} cm² 5.65

Armatura (zona tesa) scelta in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **1.10**

Area minima scelta in zona compressa

Φ12/200

cm² 5.65

Armatura (zona compressa) scelta in accordo alle vigenti norme

As2 / Asmin > 1 - **1.10**

ARMATURA MINIMA IN COMPRESSIONE

Almeno 25% armatura tesa di progetto

Area minima in zona compressa

A'_{s,min} cm² **1.13**

Area minima scelta in zona compressa

A'_s - **Φ 12/250**

A'_s cm² 4.52

Armatura minima compressa in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin >= 1 **4.00**

RIEPILOGO ARMATURA DI PROGETTO

Armatura scelta per flessione:

Armatura verticale

Armature: ==> **Φ 12/250**

A_{s1} cm² 4.52

Armatura orizzontale

Armature: ==> **Φ 12/200**

A_{s1} cm² 5.65

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	51 di 108

Paramento (metà altezza/sommità)

CARPENTERIA & ARMATURA	VAR.	UNITÀ	VALORE
Base della sez. trasversale (larghezza media della sez. trasversale)	b_t	cm	100.00
Altezza della sezione trasversale	h	cm	30.00
Copriferro min (dist. min tra bordo sezione ed asse delle armature)	c_{min}	cm	6.40
Altezza utile della sezione	$d = h - c$	cm	23.60
Spille di collegamento	spille	==>	9Φ8/mq
<i>Armatura minima scelta per flessione:</i> Piastra a portanza unidirezionale			
Armatura di forza	Armature:	==>	Φ 12/250
	A_{s1}	cm ²	4.52
Armatura di ripartizione	Armature:	==>	Φ 12/200
	A_{s1}	cm ²	5.65

PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO E DELL'ACCIAIO

Proprietà del calcestruzzo a lungo termine (28 giorni):

Classe di resistenza			C32/40
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	MPa	40.00
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	MPa	33.20
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	MPa	3.10

Proprietà del calcestruzzo a breve termine (3 giorni):

Età di fessurazione (n=3 giorni in mancanza di informazioni più prec)	t_c	-	3.00
Classe di cemento adottata	s	-	classe N
Resistenza media a trazione a t_c giorni	$f_{ctm}(t_c)$	MPa	1.85
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\sigma_t = f_{ctm}(t_c) / 1.2$	GPa	1.54

Acciaio:

Classe di resistenza			B450C
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	MPa	450.00

ARMATURA MINIMA DI FORZA

Armatura minima di base:

Area minima 1 in zona tesa	$A_{smin 1} = (0.0013 b_t d)$	cm ²	3.07
Area minima 2 in zona tesa	$A_{smin 2} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_y) \times b_t d$	cm ²	4.23
Area minima richiesta in zona tesa	$A_{smin} = \max (A_{smin 1}; A_{smin 2})$	cm ²	4.23
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	4.52
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	-	-	1.07

ok

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 52 di 108
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	---------------------

ARMATURA MINIMA DI RIPARTIZIONE

Armatura minima di base su lato di forza:

Armatura lato di forza (principale) derivante dal progetto secondo gli stati limite:

Primo strato: - **Φ 12/250**
Secondo strato:

Area minima richiesta in zona tesa

A_{sd} cm² 4.52

 $A_{smin} = 0.2 \times A_{sd}$ cm² 0.90

Nota: Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura di ripartizione in quantità superiore al 20% dell'armatura di forza derivante dal progetto - UNI EN 1992-1-1:2015 §9.3.1.1(2).

Armatura minima di ripartizione scelta cm² **Φ 12/200**
5.65

Armatura scelta lato di forza in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **6.25**

Armatura minima per effetti da ritiro:

Rapporto di fessurazione a breve termine

$\rho_{crit} = f_{ctm} / f_{yk}$ 3.43E-03

Coefficiente k (k = 1.0 per h ≤ 300mm; k = 0.65 per h ≥ 800mm)

k 1.00

Coeff. k_c (Pura trazione=1, altrimenti vedi §7.3.2 (2) UNIEN1992-1-1-2015)

k_c **1.00**

Area di calcolo del calcestruzzo tesa (si assume trazione pura)

A_{ct} cm² 3000.00

Area minima di armatura per lato richiesta per effetti da ritiro

$A_{s,min} = k k_c (f_{ctm} / f_{yk}) A_{ct} / 2$ cm² 5.15

Area minima scelta in zona tesa

A_{s1} cm² 5.65

Armatura (zona tesa) scelta in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **1.10**

Area minima scelta in zona compressa

A_{s2} cm² 5.65

Armatura (zona compressa) scelta in accordo alle vigenti norme

As2 / Asmin > 1 - **1.10**

ARMATURA MINIMA IN COMPRESSIONE

Almeno 25% armatura tesa di progetto

Area minima in zona compressa

$A'_{s,min}$ cm² **1.13**

Area minima scelta in zona compressa

A'_s - **Φ 12/250**

Armatura minima compressa in accordo alle vigenti norme

$A'_{s1} / A'_{smin} >= 1$ ----- **4.00**

Si riporta pertanto il quadro sintetico delle armature scelte.

ELEMENTO	SP.	MINIMO		SCELTA				
	cm	ARM. FLES. DI FORZA	TAGLIO	ARM. FLES. DI FORZA	ARM. COMPR.	ARM.ORIZZ. ZONA TESA	ARM.ORIZZ. ZONA COMPR.	TAGLIO
SOLETTA INF.	40	Φ12/150	4Φ8/mq	Φ12/125	Φ12/125	Φ12/150	Φ12/150	4Φ8/mq

ELEMENTO	SP.	MINIMO		SCELTA				
	cm	ARM. FLES. DI FORZA	TAGLIO	ARM. FLES. DI FORZA	ARM. COMPR.	ARM.ORIZZ. ZONA TESA	ARM.ORIZZ. ZONA COMPR.	TAGLIO
PARAMENTO	30	Φ12/250	9Φ8/mq	Φ12/250	Φ12/250	Φ12/200	Φ12/200	9Φ8/mq

10.1.3 Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche strutturali

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

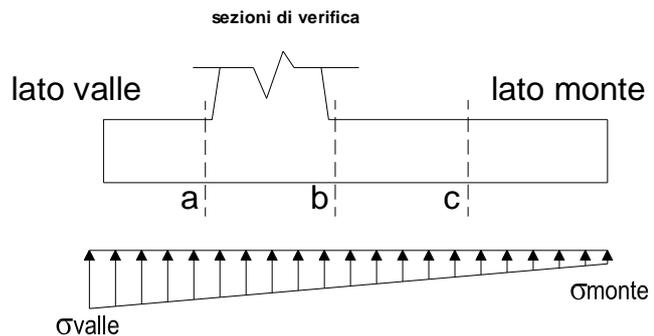
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	38.03	6.72	43.26	7.44
sisma+	56.03	-1.38	33.66	41.04
sisma+	35.24	0.04	23.60	23.38
sisma-	38.84	-1.58	21.68	30.10
sisma-	33.89	0.14	22.97	22.23
sisma-	37.49	-1.48	21.05	28.95



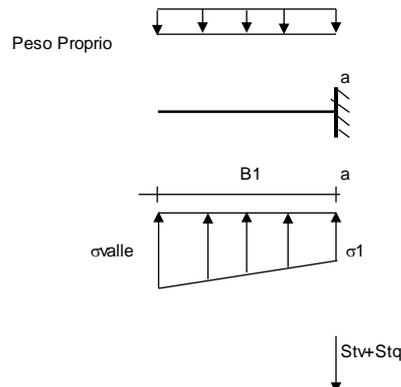
Mensola Lato Valle

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

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	43.26	28.94	5.13	15.66
sisma+	33.66	36.62	4.44	15.08
sisma+	23.60	23.51	2.39	7.96
sisma-	21.68	25.05	2.30	7.16
sisma-	22.97	22.67	2.37	7.56
sisma-	21.05	24.21	2.18	6.76



Mensola Lato Monte

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

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

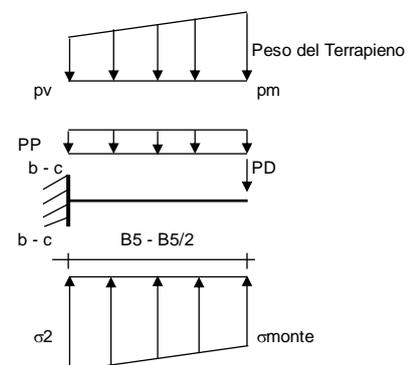
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	6.65	36.65	12.65	(kN/m ²)
pvb	6.65	36.65	12.65	(kN/m ²)
pvc	6.65	36.65	12.65	(kN/m ²)

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

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

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

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



RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	54 di 108

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	7.44	21.77	-2.88	-4.69	14.61	-1.35	-5.15
	41.04	38.09	-3.27	-7.71	39.57	-1.31	-5.37
sisma+	23.38	23.47	1.12	3.76	23.43	0.28	1.87
	30.10	26.73	1.01	3.04	28.42	0.28	1.77
sisma-	22.23	22.52	1.11	3.74	22.37	0.28	1.85
	28.95	25.79	1.07	3.25	27.37	0.29	1.86

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

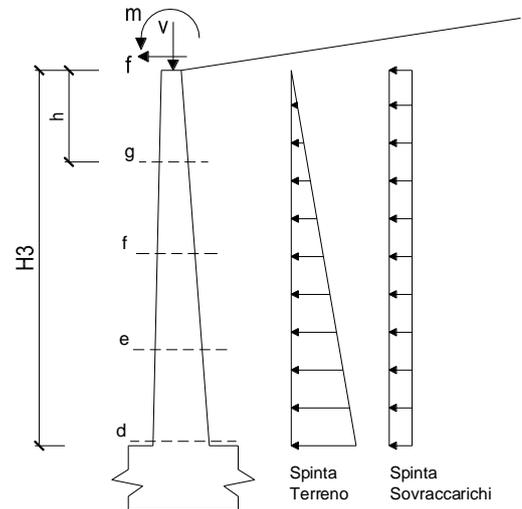
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



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	0.35	0.04	0.51	6.84	7.39	12.95	2.63	15.58
e-e	0.26	0.02	0.29	6.50	6.81	12.95	1.97	14.92
f-f	0.18	0.00	0.13	6.16	6.30	12.95	1.31	14.26
g-g	0.09	0.00	0.03	5.83	5.86	12.95	0.66	13.61

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.35	0.32	2.94	3.85	7.11
e-e	0.26	0.18	2.20	3.85	6.24
f-f	0.18	0.08	1.47	3.85	5.40
g-g	0.09	0.02	0.73	3.85	4.61

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	0.35	0.03	0.01	0.23	0.00	0.03	0.30	12.95	2.71	15.66
e-e	0.26	0.01	0.00	0.13	0.00	0.02	0.16	12.95	2.03	14.98
f-f	0.18	0.00	0.00	0.06	0.00	0.01	0.07	12.95	1.35	14.30
g-g	0.09	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.02	12.95	0.68	13.63

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.35	0.25	0.08	1.33	0.00	0.16	1.82
e-e	0.26	0.14	0.04	1.00	0.00	0.12	1.30
f-f	0.18	0.06	0.02	0.66	0.00	0.08	0.83
g-g	0.09	0.02	0.00	0.33	0.00	0.04	0.39

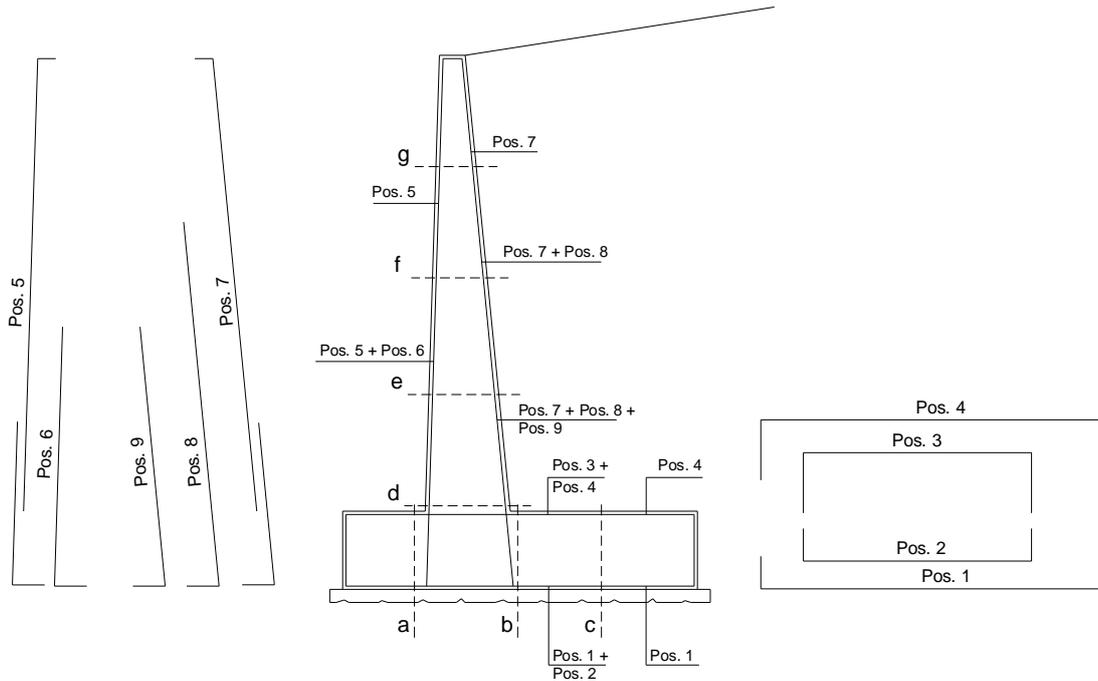
condizione sismica -

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	0.35	0.03	0.01	0.23	0.00	0.03	0.30	12.95	2.54	15.49
e-e	0.26	0.01	0.00	0.13	0.00	0.02	0.16	12.95	1.91	14.86
f-f	0.18	0.00	0.00	0.06	0.00	0.01	0.07	12.95	1.27	14.22
g-g	0.09	0.00	0.00	0.01	0.00	0.00	0.02	12.95	0.64	13.59

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.35	0.25	0.06	1.34	0.00	0.16	1.81
e-e	0.26	0.14	0.03	1.00	0.00	0.12	1.30
f-f	0.18	0.06	0.01	0.67	0.00	0.08	0.83
g-g	0.09	0.02	0.00	0.33	0.00	0.04	0.39

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	56 di 108

SCHEMA DELLE ARMATURE

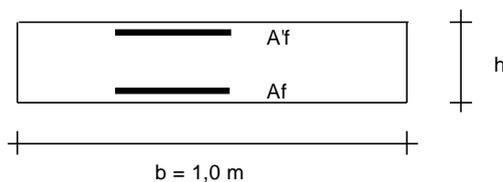


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	8.0	12		5	4.0	12	
2			☐	6			☐
3			☐	7	4.0	12	
4	8.0	12		8			☐
				9			☐

Calcola

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	-	
a - a	5.13	0.00	0.40	9.05	9.05	123.24	24.03	sezione verificata
b - b	-3.27	0.00	0.40	9.05	9.05	123.24	37.74	sezione verificata
c - c	-1.35	0.00	0.40	9.05	9.05	123.24	91.53	sezione verificata
d - d	7.39	15.58	0.30	4.52	4.52	50.89	6.89	sezione verificata
e - e	6.81	14.92	0.30	4.52	4.52	50.81	7.47	sezione verificata
f - f	6.30	14.26	0.30	4.52	4.52	50.72	8.06	sezione verificata
g - g	5.86	13.61	0.30	4.52	4.52	50.64	8.64	sezione verificata

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

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE

COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 57 di 108
------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	---------------------

Sez.	V_{Ed} (kN)	h (m)	V_{rd} (kN)	ϕ staffe (mm)	i orizz. (cm)	i vert. (cm)	θ (°)	V_{Rsd} (kN)	
(-)									
a - a	15.66	0.40	153.07	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
b - b	7.71	0.40	153.07	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
c - c	5.37	0.40	153.07	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
d - d	7.11	0.30	122.04	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
e - e	6.24	0.30	121.96	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
f - f	5.40	0.30	121.89	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
g - g	4.61	0.30	121.82	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	58 di 108

10.1.4 Condizione di carico SLE – Verifiche a fessurazione

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

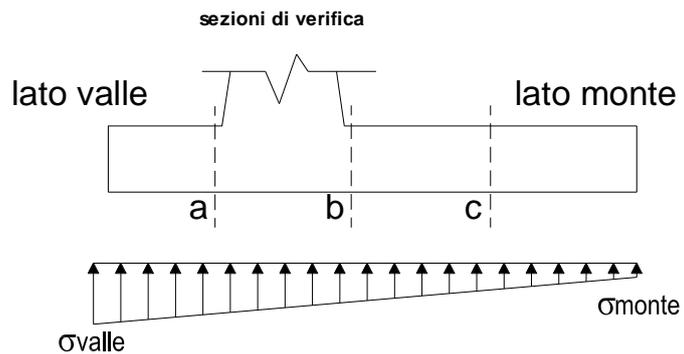
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Rara	37.01	4.95	37.87	11.48
	49.01	-0.45	31.47	33.88
Q.P.	36.01	3.78	34.08	13.93
	39.61	2.16	32.16	20.65

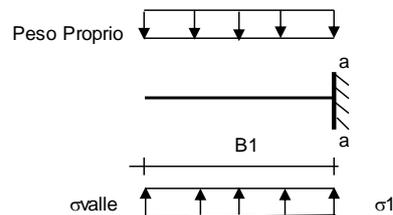


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	37.87	27.31	4.38
	31.47	32.43	3.92
Q.P.	34.08	26.02	3.85
	32.16	27.56	3.71



Mensola Lato Monte

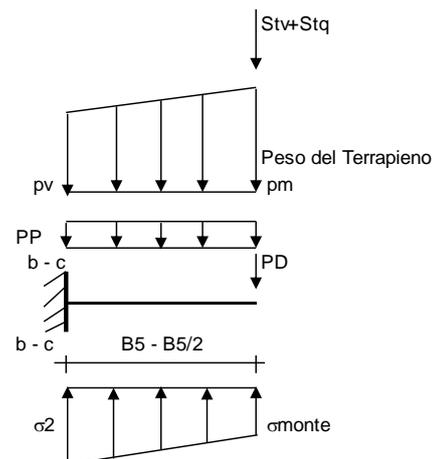
PP = 10.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
 PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max Rara	N max QP	
pm	= 6.65	26.65	12.65	(kN/m ²)
pvb	= 6.65	26.65	12.65	(kN/m ²)
pvc	= 6.65	26.65	12.65	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sq) \cdot B - PD \cdot (B - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 - (Stv + Sq) \cdot (B/2) - PD \cdot (B/2 - Bd/2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_2b	M_b	σ_2c	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	11.48	22.04	-1.76	16.76	-0.89
	33.88	32.92	-2.02	33.40	-0.87
Q.P.	13.93	21.99	-0.87	17.96	-0.49
	20.65	25.25	-0.95	22.95	-0.49



RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	59 di 108

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

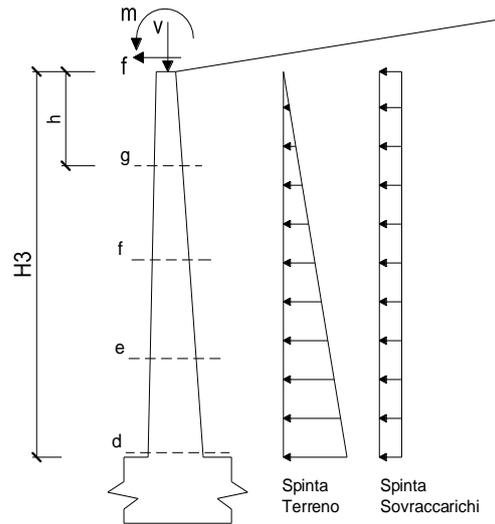
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



condizione Rara

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	0.35	0.03	0.35	4.56	4.94	12.95	2.63	15.58
e-e	0.26	0.01	0.20	4.33	4.55	12.95	1.97	14.92
f-f	0.18	0.00	0.09	4.11	4.20	12.95	1.31	14.26
g-g	0.09	0.00	0.02	3.88	3.91	12.95	0.66	13.61

SCHEMA DELLE ARMATURE

condizione Rara

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)	
a - a	4.38	0.00	0.40	9.05	9.05	0.36	16.35	0.022	0.200	sez. verificata
b - b	-2.02	0.00	0.40	9.05	9.05	0.17	7.55	0.010	0.200	sez. verificata
c - c	-0.89	0.00	0.40	9.05	9.05	0.07	3.31	0.005	0.200	sez. verificata
d - d	4.94	15.58	0.30	4.52	4.52	0.92	31.94	0.054	0.200	sez. verificata
e - e	4.55	14.92	0.30	4.52	4.52	0.84	28.69	0.048	0.200	sez. verificata
f - f	4.20	14.26	0.30	4.52	4.52	0.77	25.97	0.043	0.200	sez. verificata
g - g	3.91	13.61	0.30	4.52	4.52	0.71	23.75	0.040	0.200	sez. verificata

10.1.5 Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. RARA)
VERIFICHE TENSIONE
CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

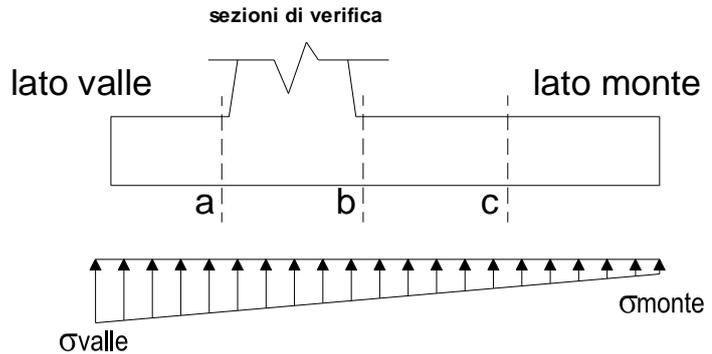
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B^2 = 1.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \text{ (m}^3\text{)}$$

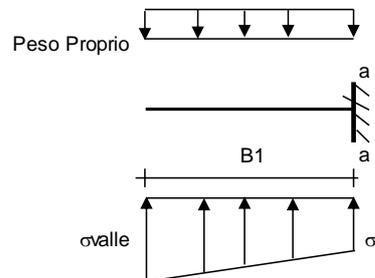
caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Rara	37.01	4.95	37.87	11.48
	49.01	-0.45	31.47	33.88
sisma+	35.24	0.04	23.60	23.38
	38.84	-1.58	21.68	30.10
sisma-	33.89	0.14	22.97	22.23
	37.49	-1.48	21.05	28.95


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	37.87	27.31	4.38
	31.47	32.43	3.92
sisma+	23.60	23.51	2.39
	21.68	25.05	2.25
sisma-	22.97	22.67	2.37
	21.05	24.21	2.23


Mensola Lato Monte

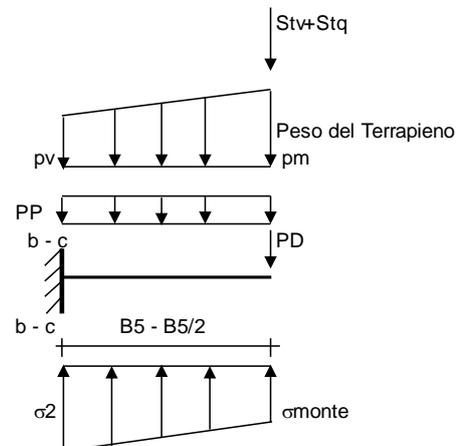
 PP = 10.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 6.65	26.65	12.65	(kN/m ²)
pvb	= 6.65	26.65	12.65	(kN/m ²)
pvc	= 6.65	26.65	12.65	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - B \cdot d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B^2 / 2) / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 / 2) / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B^2 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 / 2 - B \cdot d / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$



RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	61 di 108

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	11.48	22.04	-1.76	16.76	-0.89
	33.88	32.92	-2.02	33.40	-0.87

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

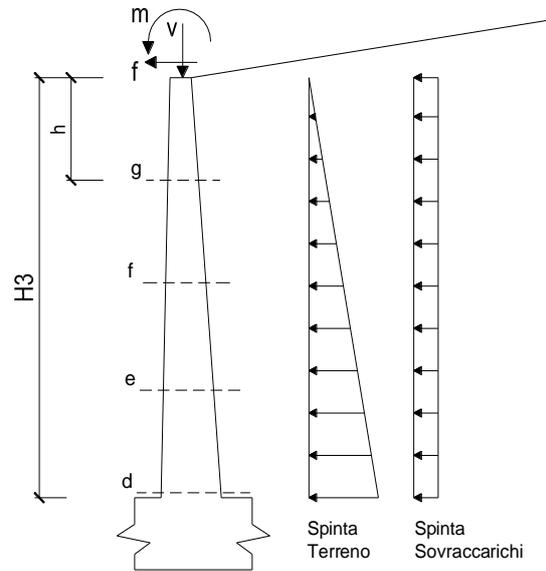
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

$$M_{\text{inerzia}} = \sum P m_i \cdot b_i \cdot k h \quad (\text{solo con sisma})$$

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

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



condizione statica Rara

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	0.35	0.03	0.35	4.56	4.94	12.95	2.63	15.58
e-e	0.26	0.01	0.20	4.33	4.55	12.95	1.97	14.92
f-f	0.18	0.00	0.09	4.11	4.20	12.95	1.31	14.26
g-g	0.09	0.00	0.02	3.88	3.91	12.95	0.66	13.61

Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	A _f	A _{f'}	σ_c	σ_f	$\sigma_{\text{max}}/\sigma_c$	$\sigma_{\text{max}}/\sigma_f$	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	-	-	
a - a	4.38	0.00	0.40	9.05	9.05	0.36	16.35	48.81	20.64	sezione verificata
b - b	-2.02	0.00	0.40	9.05	9.05	0.17	7.55	105.7	44.7	sezione verificata
c - c	-0.89	0.00	0.40	9.05	9.05	0.07	3.31	241.2	102.0	sezione verificata
d - d	4.94	15.58	0.30	4.52	4.52	0.92	31.94	19.2	10.6	sezione verificata
e - e	4.55	14.92	0.30	4.52	4.52	0.84	28.69	21.0	11.8	sezione verificata
f - f	4.20	14.26	0.30	4.52	4.52	0.77	25.97	22.9	13.0	sezione verificata
g - g	3.91	13.61	0.30	4.52	4.52	0.71	23.75	24.7	14	sezione verificata

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	62 di 108

10.1.6 Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. QP)

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

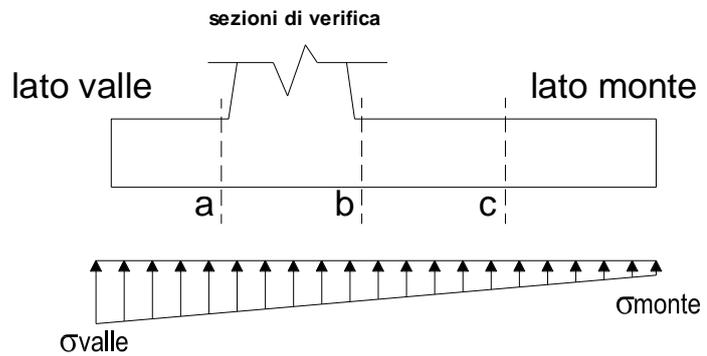
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
QP	36.01	3.78	34.08	13.93
	39.61	2.16	32.16	20.65
sisma+	35.24	0.04	23.60	23.38
	38.84	-1.58	21.68	30.10
sisma-	33.89	0.14	22.97	22.23
	37.49	-1.48	21.05	28.95

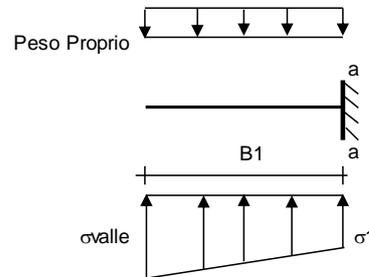


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
QP	34.08	26.02	3.85
	32.16	27.56	3.71
sisma+	23.60	23.51	2.39
	21.68	25.05	2.25
sisma-	22.97	22.67	2.37
	21.05	24.21	2.23



Mensola Lato Monte

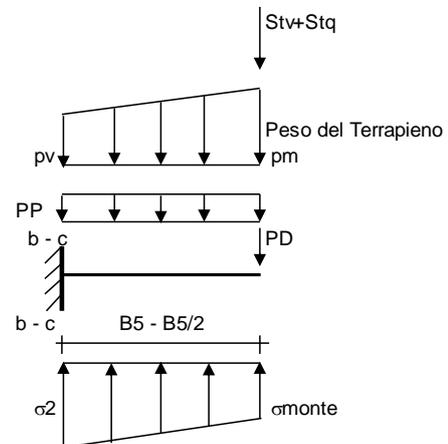
$$PP = 10.00 \quad (kN/m^2) \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

	Nmin	N max QP	N max sism	
pm	6.65	12.65	12.65	(kN/m ²)
pvb	6.65	12.65	12.65	(kN/m ²)
pvc	6.65	12.65	12.65	(kN/m ²)

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - B_d / 2) - PD \cdot k \cdot h \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - B_d / 2) - PD \cdot k \cdot h \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$



RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	63 di 108

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
QP	13.93	21.99	-0.87	17.96	-0.49
	20.65	25.25	-0.95	22.95	-0.49

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

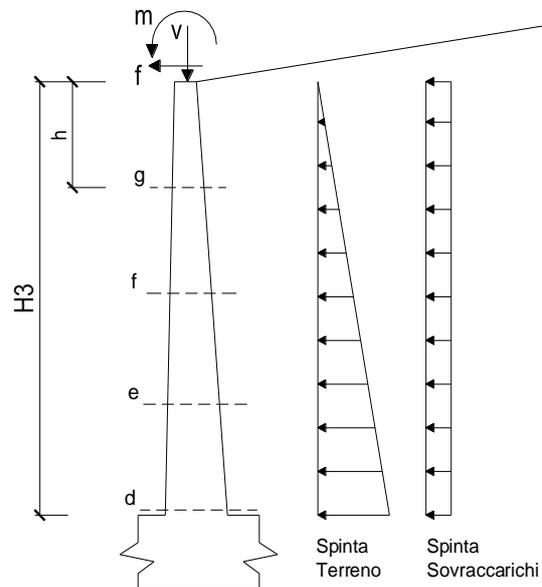
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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



condizione statica Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.35	0.03	0.17	1.37	1.57	12.95	2.63	15.58
e-e	0.26	0.01	0.10	1.30	1.41	12.95	1.97	14.92
f-f	0.18	0.00	0.04	1.23	1.28	12.95	1.31	14.26
g-g	0.09	0.00	0.01	1.17	1.18	12.95	0.66	13.61

Condizione Statica Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	A _f	A _{f'}	σ_c	σ_f	σ_{max}/σ_c	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	-	
a - a	3.85	0.00	0.40	9.05	9.05	0.32	14.37	40.4	sezione verificata
b - b	-0.95	0.00	0.40	9.05	9.05	0.08	3.54	163.8	sezione verificata
c - c	-0.49	0.00	0.40	9.05	9.05	0.04	1.85	314.5	sezione verificata
d - d	1.57	15.58	0.30	4.52	4.52	0.19	1.10	67.2	sezione verificata
e - e	1.41	14.92	0.30	4.52	4.52	0.17	0.70	76.8	sezione verificata
f - f	1.28	14.26	0.30	4.52	4.52	0.15	0.45	85.9	sezione verificata
g - g	1.18	13.61	0.30	4.52	4.52	0.14	0.31	94.3	sezione verificata

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	64 di 108

10.1.7 Condizioni di carico eccezionali – Verifiche geotecniche

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	2.63	2.63	2.63
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15.00	15.00	15.00
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	17.63	17.63	17.63
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	3.99	3.99	3.99
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	3.99	3.99	3.99
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	3.6	3.6	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0		

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	1.97	1.97	1.97
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	11.25	11.25	11.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	13.22	13.22	13.22
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	4.79	4.79	4.79
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	4.79	4.79	4.79
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	4.32	4.32	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)					
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1.09	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0.55	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)					
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		0.25	
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0.12	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	65 di 108

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.09
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.19
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	0.28

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.06
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.35
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	0.41

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.14
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.14

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.15
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3 \cdot 2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.15

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU	
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	1.26	1.26	1.26
Sq perm =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	1.23	1.23	1.23
Sq acc =	$q \cdot (H2 + H3 + H4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m)	1.06	1.06	1.06

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.15	1.15	1.15
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	1.13	1.13	1.13
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.97	0.97	0.97

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.51	0.51	0.51
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.50	0.50	0.50
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.43	0.43	0.43

- Spinta passiva sul dente

Sp =	$\frac{1}{2} \cdot g1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
------	---	--------	------	------	------

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	66 di 108

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU	
MSt1 =	$Sth \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	0.29	0.29	0.29
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m)	0.77	0.77	0.77
MSq1 perm=	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.42	0.42	0.42
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)$	(kNm/m)	0.36	0.36	0.36
MSq2 perm=	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.75	0.75	0.75
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	0.64	0.64	0.64
MSp =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	9.40	9.40	9.40
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	5.63	5.63	5.63
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	9.71	9.71	9.71

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)				
N =	$Pm + Pt + v + vp + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	36.01	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$Sth + Sqh + f + fp$	10.74	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)				
f =	$tg\phi1'$	0.47	(-)	
Fs scorr.	(N*f + Sp) / T	1.56	>	1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms =	$Mm + Mt + MSt2 + Mfext3 + MSq2$	29.88	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)				
Mr =	$MSt1 + MSq1 + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	16.10	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	1.86	>	1

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	67 di 108

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ Sovr acc)		36.01	39.61	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T = Sth + Sqh + f - Sp		10.74	10.74	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM = ΣM		13.79	18.11	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M = Xc*N - MM		13.22	11.60	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	70.00		(kPa)
γ ₁	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
q ₀ = γd'H ₂ '	sovraccarico stabilizzante	14.25		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.37	0.29	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	0.77	0.91	(m)

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

N _q = tg ² (45 + φ/2) * e ^{(π * tg(φ))}	(1 in cond. nd)	1.00		(-)
N _c = (N _q - 1) / tg(φ)	(2+π in cond. nd)	5.14		(-)
N _γ = 2 * (N _q + 1) * tg(φ)	(0 in cond. nd)	0.00		(-)

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

i _q = (1 - T / (N + B * c' cotg(φ))) ^m	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
i _c = (1 - m T / (B * cu * N _c))		0.92	0.93	(-)
i _γ = (1 - T / (N + B * c' cotg(φ))) ^{m+1}		-	-	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	346.11	350.67	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B* / N	Nmin	7.36	>	1
		Nmax	8.09	>	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	68 di 108

Si riporta di seguito un riepilogo dei coefficienti di sicurezza ottenuti nelle verifiche svolte

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.56	1.86	7.36

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	69 di 108

10.1.8 Condizioni di carico eccezionali – Verifiche strutturali

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

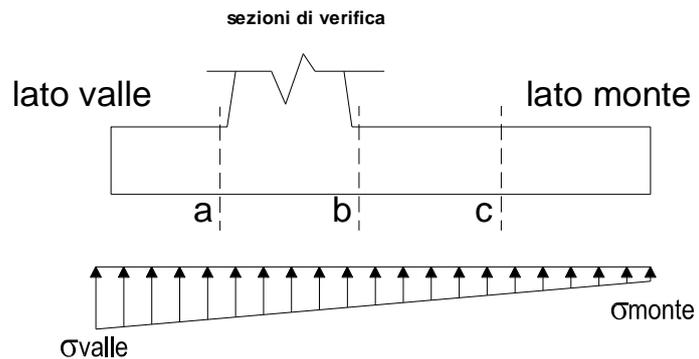
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	36.01	46.54	-44.24	0.00
	39.61	44.92	-68.72	0.00
sisma+	35.24	47.90	-38.55	0.00
	35.24	47.90	-38.55	0.00
sisma-	33.89	47.99	-33.93	0.00
	33.89	47.99	-33.93	0.00



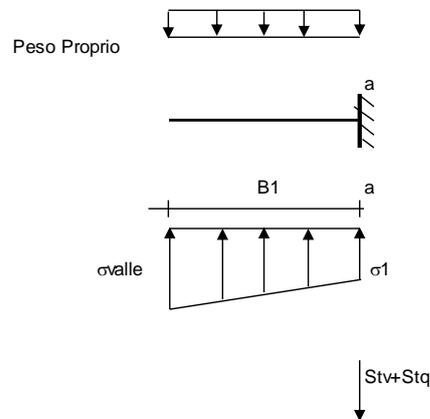
Mensola Lato Valle

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

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	-44.24	-60.54	39.34	30.01
	-68.72	-104.49	37.18	33.61
sisma+	-38.55	-51.20	40.76	29.05
	-38.55	-51.20	40.81	29.05
sisma-	-33.93	-44.12	41.16	27.71
	-33.93	-44.12	41.11	27.71



Mensola Lato Monte

$$PP = 10.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$PD = 0.00 \text{ (kN/m)}$$

peso proprio soletta fondazione
peso proprio dente

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

$$p_m = 6.65 \quad 12.65 \quad 6.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{vb} = 6.65 \quad 12.65 \quad 6.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

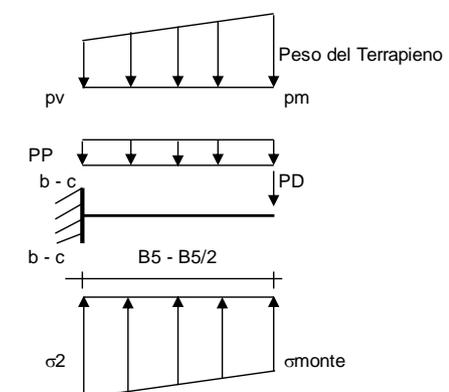
$$p_{vc} = 6.65 \quad 12.65 \quad 6.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 b - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5/2)^2 / 2 + (\sigma_2 c - \sigma_{monte}) \cdot (B5/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5/2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5/2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5/2 - Bd/2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2/2) + M_{sp} + Sp \cdot H2/2$$

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

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5/2) + (\sigma_2 c - \sigma_{monte}) \cdot (B5/2) / 2 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5/2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE

COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	70 di 108

caso	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	-3.86	-11.43	0.00	-1.18	-6.44
	0.00	-4.94	-15.03	0.00	-1.45	-8.24
sisma+	0.00	-3.09	-10.30	0.00	-0.77	-5.15
	0.00	-3.09	-10.30	0.00	-0.77	-5.15
sisma-	0.00	-2.90	-9.68	0.00	-0.73	-4.84
	0.00	-2.90	-9.68	0.00	-0.73	-4.84

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

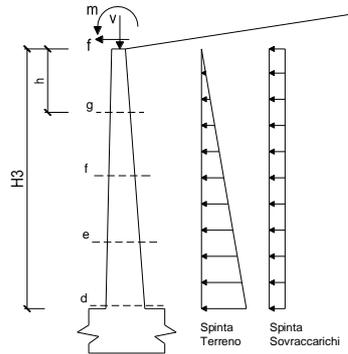
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

$$V_{\text{inerzia}} = \Sigma P m_i \cdot kh$$



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	0.35	0.03	0.17	38.67	38.87	12.95	2.63	15.58
e-e	0.26	0.01	0.10	36.55	36.66	12.95	1.97	14.92
f-f	0.18	0.00	0.04	34.44	34.48	12.95	1.31	14.26
g-g	0.09	0.00	0.01	32.32	32.33	12.95	0.66	13.61

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.35	0.25	0.98	24.20	25.43
e-e	0.26	0.14	0.73	24.20	25.07
f-f	0.18	0.06	0.49	24.20	24.75
g-g	0.09	0.02	0.24	24.20	24.46

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	Mu	Mu/M	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	-	
a - a	41.16	0.00	0.40	9.05	9.05	150.33	3.65	sezione verificata
b - b	-4.94	0.00	0.40	9.05	9.05	150.33	30.42	sezione verificata
c - c	-1.45	0.00	0.40	9.05	9.05	150.33	103.55	sezione verificata
d - d	38.87	15.58	0.30	4.52	4.52	60.03	1.54	sezione verificata
e - e	36.66	14.92	0.30	4.52	4.52	59.95	1.64	sezione verificata
f - f	34.48	14.26	0.30	4.52	4.52	59.86	1.74	sezione verificata
g - g	32.33	13.61	0.30	4.52	4.52	59.77	1.85	sezione verificata

(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	33.61	0.40	216.11	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
b - b	15.03	0.40	216.11	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
c - c	8.24	0.40	216.11	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
d - d	25.43	0.30	147.81	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
e - e	25.07	0.30	147.74	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
f - f	24.75	0.30	147.67	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
g - g	24.46	0.30	147.59	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	72 di 108

FORZE VERTICALI

			SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)					
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	2.63	2.63	2.36
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	15.00	15.00	13.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	17.63	17.63	15.86
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	3.99	3.99	3.59
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	2.31	2.31	2.08
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma') / 2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	6.30	6.30	5.67
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	0	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0		

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

			SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)					
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	(kNm/m)	1.97	1.97	1.77
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	11.25	11.25	10.13
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	13.22	13.22	11.90
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	(kNm/m)	4.79	4.79	4.31
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	(kNm/m)	3.00	3.00	2.70
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	7.79	7.79	7.01
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)					
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		1.09	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		0.55	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)					
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		0.39	
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		0.20	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	73 di 108

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

MPs1 h=	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.09
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.19
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0.28

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

MPs1 v=	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	0.06
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	0.35
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	0.41

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.14
MPts2 h=	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.28
MPts3 h=	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2 + H3^2/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.43

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.15
MPts2 v=	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.09
MPts3 v=	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2 + H3^2/3) - (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	0.24

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	74 di 108

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)	6.30	8.20	11.09
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)	5.76	7.49	10.41
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)	2.56	3.33	3.81
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 =	$St \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m)	2.22	2.88	4.01
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	3.85	5.00	5.72
MSq1 perm =	$Sq \text{ h perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sq \text{ h acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 perm =	$Sq \text{ v perm} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sq \text{ v acc} \cdot B$	(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)	3.66	5.49	5.49
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	1.93	2.89	2.89
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	9.71	9.71	8.74

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	75 di 108

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)							
$N = P_m + P_t + v + v_p + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc}$					40.21	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)							
$T = St_h + Sq_h + f + f_p$					11.34	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)							
$f = \text{tg}\phi_1'$					0.47	(-)	
Fs scorr.	$(N \cdot f + Sp) / T$				1.65	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)							
$Ms = M_m + M_t + MSt_2 + Mfext_3 + MSq_2$					33.37	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)							
$Mr = MSt_1 + MSq_1 + Mfext_1 + Mfext_2 + MSp$					12.39	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr				2.69	>	1.15

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)					Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ Sovr \text{ acc})$					40.21	40.21	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)							
$T = St_h + Sq_h + f - Sp$					11.34	11.34	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)							
$MM = \sum M$					24.46	24.46	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)							
$M = X_c \cdot N - MM$					5.70	5.70	(kNm/m)

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	76 di 108

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.	5.00		(kPa)
$\varphi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	6.75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.14	0.14	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.22	1.22	(m)

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

$N_q = \text{tg}^2(45 + \varphi/2) * e^{(\pi * \text{tg}(\varphi))}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B * c' \cot \varphi))^m$	(1 in cond. nd)	0.62	0.62	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.58	0.58	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B * c' \cot \varphi))^{m+1}$		0.49	0.49	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	133.71	133.71	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	4.05	>	1.4
		N_{max}	4.05	>	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	77 di 108

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica +				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	6.30	6.30	10.08
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	3.01	3.01	0.37
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 * cos δ	(kN/m)	6.30	6.30	10.08
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	3.01	3.01	0.37
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica +				
Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica +				
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	2.43	2.43	3.88
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	1.16	1.16	0.14
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^+ / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^+ \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 = (fp+fs) * (H3 + H2)	(kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)	9.71

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	78 di 108

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 37.61 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 10.80 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\phi' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.62} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} + M_{Sst2} + M_{Ssq2} + M_{P_s v} + M_{p_{tsv}} \quad 29.27 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst1} + M_{Ssq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{P_s h} + M_{p_{tsh}} \quad 4.73 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{6.19} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

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

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 10.80 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 27.08 \quad 27.08 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 1.13 \quad 1.13 \quad (\text{kNm/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	79 di 108

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.	5.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	6.75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.03	0.03	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.44	1.44	(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)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

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)	0.63	0.63	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.60	0.60	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.51	0.51	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	143.07	143.07	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	5.48	>	1.4
		N_{max}	5.48	>	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	80 di 108

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -				
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma^* (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m)	6.30	6.30	10.08
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma^* (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^-$ - Sst1 stat	(kN/m)	2.49	2.49	-0.21
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 * cos δ	(kN/m)	6.30	6.30	10.08
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	2.49	2.49	-0.21
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * sen δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * sen δ	(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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica -				
MSst1 stat = Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	2.43	2.43	3.88
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	0.96	0.96	-0.08
MSst2 stat = Sst1v stat * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot Hd^3 \cdot kps^- / 3 + (2 \cdot c_1' \cdot kps^{+0.5} + \gamma_1' \cdot kps^- \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00	
Mfext2 = (fp+fs) * (H3 + H2)	(kNm/m)		0.00	
Mfext3 = (vp+vs) * (B1 + B2 + B3/2)	(kNm/m)		9.71	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	81 di 108

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 36.13 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 10.28 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \phi_1' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.64} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} + \mathbf{MS_{st2}} + \mathbf{MS_{sq2}} + \mathbf{MP_s v} + \mathbf{M_{pts v}} \quad 29.27 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = \mathbf{MS_{st1}} + \mathbf{MS_{sq1}} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + \mathbf{MP_s h} + \mathbf{M_{pts h}} \quad 4.51 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{6.50} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad N_{min} \quad N_{max} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 10.28 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 25.97 \quad 25.97 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 1.12 \quad 1.12 \quad (\text{kNm/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	82 di 108

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.	5.00		(kN/mq)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d' H_2'$	sovraccarico stabilizzante	6.75		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.03	0.03	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.44	1.44	(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)	10.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg}(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

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)	0.64	0.64	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.60	0.60	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg(\phi)))^{m+1}$		0.51	0.51	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	144.75	144.75	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	5.76	>	1.4
		N_{max}	5.76	>	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	83 di 108

10.2.2 Scelta delle armature

Per la scelta delle armature sono stati tenuti in considerazione i seguenti minimi di armatura:

10.2.2.1 Zattera di fondazione

CARPENTERIA & ARMATURA	VAR.	UNITÀ	VALORE
Base della sez. trasversale (larghezza media della sez. trasversale)	b_t	cm	100.00
Altezza della sezione trasversale	h	cm	40.00
Copriferro min (dist. min tra bordo sezione ed asse delle armature)	c_{min}	cm	6.40
Altezza utile della sezione	$d = h - c$	cm	33.60
Spille di collegamento	spille	==>	4Φ8/mq
<i>Armatura minima scelta per flessione:</i> Piastra a portanza unidirezionale			
Armatura di forza	Armature:	==>	Φ 12/125
	A_{s1}	cm ²	9.05
Armatura di ripartizione	Armature:	==>	Φ 12/150
	A_{s1}	cm ²	7.54

PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO E DELL'ACCIAIO

Proprietà del calcestruzzo a lungo termine (28 giorni):

Classe di resistenza			C32/40
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	MPa	40.00
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	MPa	33.20
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	MPa	3.10

Proprietà del calcestruzzo a breve termine (3 giorni):

Età di fessurazione (n=3 giorni in mancanza di informazioni più prec)	t_c	-	3.00
Classe di cemento adottata	s	-	classe N
Resistenza media a trazione a t_c giorni	$f_{ctm}(t_c)$	MPa	1.85
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\sigma_t = f_{ctm}(t_c) / 1.2$	GPa	1.54

Acciaio:

Classe di resistenza			B450C
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	MPa	450.00

ARMATURA MINIMA DI FORZA

Armatura minima di base:

Area minima 1 in zona tesa	$A_{smin1} = (0.0013 b_t d)$	cm ²	4.37
Area minima 2 in zona tesa	$A_{smin2} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_y) \times b_t d$	cm ²	6.02
Area minima richiesta in zona tesa	$A_{smin} = \max(A_{smin1}; A_{smin2})$	cm ²	6.02
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	9.05
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	-	-	1.50

ok

Armatura minima per effetti da ritiro:

Rapporto di fessurazione a breve termine	$\rho_{crit} = f_{ctm} / f_{yk}$		3.43E-03
Coefficiente k (k = 1.0 per h ≤ 300mm; k = 0.65 per h ≥ 800mm)	k		0.93
Coeff. k_c (Pura trazione=1, altrimenti vedi §7.3.2 (2) UNIEN1992-1-1-2015)	k_c		1.00
Area di calcolo del calcestruzzo tesa (si assume trazione pura)	A_{ct}	cm ²	4000.00
Area minima di armatura per lato richiesta per effetti da ritiro	$A_{s,min} = k k_c (f_{ctm} / f_{yk}) A_{ct} / 2$	cm ²	6.39
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	9.05
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	$As1 / Asmin > 1$	-	1.42

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	84 di 108

ARMATURA MINIMA DI RIPARTIZIONE

Armatura minima di base su lato di forza:

Armatura per lato di forza (principale) derivante dal progetto secondo gli stati limite:

Primo strato: - **Φ 12/125**

Secondo strato:

A_{sd} cm² 9.05

Area minima richiesta in zona tesa

$A_{smin} = 0.2 \times A_{sd}$ cm² 1.81

Nota: Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura di ripartizione in quantità superiore al 20% dell'armatura di forza derivante dal progetto - UNI EN 1992-1-1:2015 §9.3.1.1(2).

Armatura minima di ripartizione scelta ==> **Φ 12/150**

cm² 7.54

Armatura scelta lato di forza in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **4.17**

Armatura minima per effetti da ritiro:

Rapporto di fessurazione a breve termine

$\rho_{crit} = f_{ctm} / f_{yk}$ 3.43E-03

Coefficiente k (k = 1.0 per h ≤ 300mm; k = 0.65 per h ≥ 800mm)

k 0.93

Coeff. k_c (Pura trazione=1, altrimenti vedi §7.3.2 (2) UNIEN1992-1-1-2015)

k_c **1.00**

Area di calcolo del calcestruzzo tesa (si assume trazione pura)

A_{ct} cm² 4000.00

Area minima di armatura per lato richiesta per effetti da ritiro

$A_{s,min} = k k_c (f_{ctm} / f_{yk}) A_{ct} / 2$ cm² 6.39

Area minima scelta in zona tesa

A_{s1} cm² 7.54

Armatura (zona tesa) scelta in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **1.18**

Area minima scelta in zona compressa

A_{s2} cm² 7.54

Armatura (zona compressa) scelta in accordo alle vigenti norme

As2 / Asmin > 1 - **1.18**

ARMATURA MINIMA IN COMPRESSIONE

Almeno 25% armatura tesa di progetto

Area minima in zona compressa

$A'_{s,min}$ cm² **2.26**

Area minima scelta in zona compressa

A'_s - **Φ 12/125**

A'_s cm² 9.05

Armatura minima in zona compressa

As1 / Asmin >= 1 **4.00**

Armatura minima > armatura da ritiro

As1 / Asmin >= 1 - **1.20**

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	85 di 108

10.2.2.2 Paramento

Paramento (base/metà altezza)

CARPENTERIA & ARMATURA	VAR.	UNITÀ	VALORE
Base della sez. trasversale (larghezza media della sez. trasversale)	b_t	cm	100.00
Altezza della sezione trasversale	h	cm	30.00
Copriferro min (dist. min tra bordo sezione ed asse delle armature)	c_{min}	cm	6.40
Altezza utile della sezione	$d = h - c$	cm	23.60
Spille di collegamento	spille	==>	9Φ8/mq
<i>Armatura minima scelta per flessione:</i> Piastra a portanza unidirezionale			
Armatura di forza	Armature:	==>	Φ 12/250
	A_{s1}	cm ²	4.52
Armatura di ripartizione	Armature:	==>	Φ 12/200
	A_{s1}	cm ²	5.65

PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO E DELL'ACCIAIO

Proprietà del calcestruzzo a lungo termine (28 giorni):

Classe di resistenza			C32/40
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	MPa	40.00
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	MPa	33.20
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	MPa	3.10

Proprietà del calcestruzzo a breve termine (3 giorni):

Età di fessurazione (n=3 giorni in mancanza di informazioni più prec)	t_c	-	3.00
Classe di cemento adottata	s	-	classe N
Resistenza media a trazione a t_c giorni	$f_{ctm}(t_c)$	MPa	1.85
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\sigma_t = f_{ctm}(t_c) / 1.2$	GPa	1.54

Acciaio:

Classe di resistenza			B450C
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	MPa	450.00

ARMATURA MINIMA DI FORZA

Armatura minima di base:

Area minima 1 in zona tesa	$A_{smin 1} = (0.0013 b_t d)$	cm ²	3.07
Area minima 2 in zona tesa	$A_{smin 2} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_y) \times b_t d$	cm ²	4.23
Area minima richiesta in zona tesa	$A_{smin} = \max (A_{smin 1}; A_{smin 2})$	cm ²	4.23
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	4.52
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	-		1.07

ok

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	86 di 108

ARMATURA MINIMA DI RIPARTIZIONE

Armatura minima di base su lato di forza:

Armatura lato di forza (principale) derivante dal progetto secondo gli stati limite:

Primo strato: - **Φ 12/250**
Secondo strato:

Area minima richiesta in zona tesa

A_{sd} cm² 4.52

$A_{smin} = 0.2 \times A_{sd}$ cm² 0.90

Nota: Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura di ripartizione in quantità superiore al 20% dell'armatura di forza derivante dal progetto - UNI EN 1992-1-1:2015 §9.3.1.1(2).

Armatura minima di ripartizione scelta cm² **Φ 12/200**
5.65

Armatura scelta lato di forza in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **6.25**

Armatura minima per effetti da ritiro:

Rapporto di fessurazione a breve termine

$\rho_{crit} = f_{ctm} / f_{yk}$ 3.43E-03

Coefficiente k (k = 1.0 per h ≤ 300mm; k = 0.65 per h ≥ 800mm)

k 1.00

Coeff. k_c (Pura trazione=1, altrimenti vedi §7.3.2 (2) UNIEN1992-1-1-2015)

k_c **1.00**

Area di calcolo del calcestruzzo tesa (si assume trazione pura)

A_{ct} cm² 3000.00

Area minima di armatura per lato richiesta per effetti da ritiro

$A_{s,min} = k k_c (f_{ctm} / f_{yk}) A_{ct} / 2$ cm² 5.15

Area minima scelta in zona tesa

A_{s1} cm² 5.65

Armatura (zona tesa) scelta in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **1.10**

Area minima scelta in zona compressa

A_{s2} cm² Φ12/200

Armatura (zona compressa) scelta in accordo alle vigenti norme

As2 / Asmin > 1 - **1.10**

ARMATURA MINIMA IN COMPRESSIONE

Almeno 25% armatura tesa di progetto

Area minima in zona compressa

A'_{s,min} cm² **1.13**

Area minima scelta in zona compressa

A'_s - **Φ 12/250**

A'_s cm² 4.52

Armatura minima compressa in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin >= 1 **4.00**

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	87 di 108

Paramento (metà altezza/sommità)

CARPENTERIA & ARMATURA	VAR.	UNITÀ	VALORE
Base della sez. trasversale (larghezza media della sez. trasversale)	b_t	cm	100.00
Altezza della sezione trasversale	h	cm	30.00
Copriferro min (dist. min tra bordo sezione ed asse delle armature)	c_{min}	cm	6.40
Altezza utile della sezione	$d = h - c$	cm	23.60
Spille di collegamento	spille	==>	9Φ8/mq
<i>Armatura minima scelta per flessione:</i> Piastra a portanza unidirezionale			
Armatura di forza	Armature:	==>	Φ 12/250
	A_{s1}	cm ²	4.52
Armatura di ripartizione	Armature:	==>	Φ 12/200
	A_{s1}	cm ²	5.65

PROPRIETA' DEL CALCESTRUZZO E DELL'ACCIAIO

Proprietà del calcestruzzo a lungo termine (28 giorni):

Classe di resistenza			C32/40
Resistenza a compressione cubica caratteristica	R_{ck}	MPa	40.00
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} = 0.83 R_{ck}$	MPa	33.20
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.3 f_{ck}^{2/3}$	MPa	3.10

Proprietà del calcestruzzo a breve termine (3 giorni):

Età di fessurazione (n=3 giorni in mancanza di informazioni più prec)	t_c	-	3.00
Classe di cemento adottata	s	-	classe N
Resistenza media a trazione a t_c giorni	$f_{ctm}(t_c)$	MPa	1.85
Tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata	$\sigma_t = f_{ctm}(t_c) / 1.2$	GPa	1.54

Acciaio:

Classe di resistenza			B450C
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	MPa	450.00

ARMATURA MINIMA DI FORZA

Armatura minima di base:

Area minima 1 in zona tesa	$A_{smin 1} = (0.0013 b_t d)$	cm ²	3.07
Area minima 2 in zona tesa	$A_{smin 2} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_y) \times b_t d$	cm ²	4.23
Area minima richiesta in zona tesa	$A_{smin} = \max (A_{smin 1}; A_{smin 2})$	cm ²	4.23
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	4.52
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	-		1.07

ok

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	88 di 108

ARMATURA MINIMA DI RIPARTIZIONE

Armatura minima di base su lato di forza:

Armatura lato di forza (principale) derivante dal progetto secondo gli stati limite:

Primo strato: - $\Phi 12/250$
Secondo strato:

Area minima richiesta in zona tesa

A_{sd} cm² 4.52

$A_{smin} = 0.2 \times A_{sd}$ cm² 0.90

Nota: Nelle piastre a portanza unidirezionale si raccomanda di prevedere un'armatura di ripartizione in quantità superiore al 20% dell'armatura di forza derivante dal progetto - UNI EN 1992-1-1:2015 §9.3.1.1(2).

Armatura minima di ==> $\Phi 12/200$

ripartizione scelta cm² 5.65

Armatura scelta lato di forza in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **6.25**

Armatura minima per effetti da ritiro:

Rapporto di fessurazione a breve termine

$\rho_{crit} = f_{ctm} / f_{yk}$ 3.43E-03

Coefficiente k (k = 1.0 per h ≤ 300mm; k = 0.65 per h ≥ 800mm)

k 1.00

Coeff. k_c (Pura trazione=1, altrimenti vedi §7.3.2 (2) UNIEN1992-1-1-2015)

k_c **1.00**

Area di calcolo del calcestruzzo tesa (si assume trazione pura)

A_{ct} cm² 3000.00

Area minima di armatura per lato richiesta per effetti da ritiro

$A_{s,min} = k k_c (f_{ctm} / f_{yk}) A_{ct} / 2$ cm² 5.15

Area minima scelta in zona tesa

A_{s1} cm² 5.65

Armatura (zona tesa) scelta in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **1.10**

Area minima scelta in zona compressa

A_{s2} cm² $\Phi 12/200$

5.65

Armatura (zona compressa) scelta in accordo alle vigenti norme

As2 / Asmin > 1 - **1.10**

ARMATURA MINIMA IN COMPRESSIONE

Almeno 25% armatura tesa di progetto

Area minima in zona compressa

$A'_{s,min}$ cm² **1.13**

Area minima scelta in zona compressa

A'_s - **$\Phi 12/250$**

A'_{s1} cm² 4.52

Armatura minima compressa in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin >= 1 **4.00**

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	89 di 108

10.2.3 Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche strutturali

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

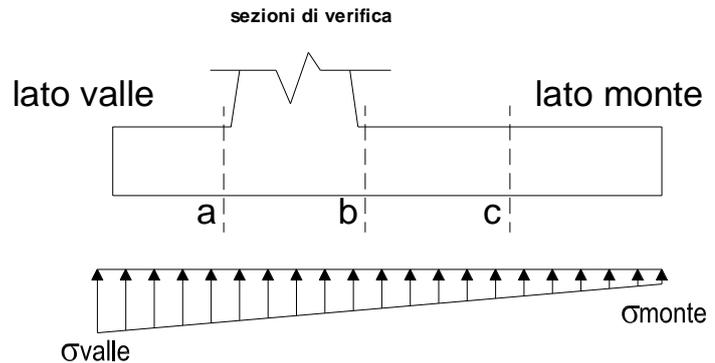
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	40.21	5.70	41.99	11.62
	40.21	5.70	41.99	11.62
sisma+	37.61	1.13	28.09	22.06
	37.61	1.13	28.09	22.06
sisma-	36.13	1.12	27.08	21.09
	36.13	1.12	27.08	21.09



Mensola Lato Valle

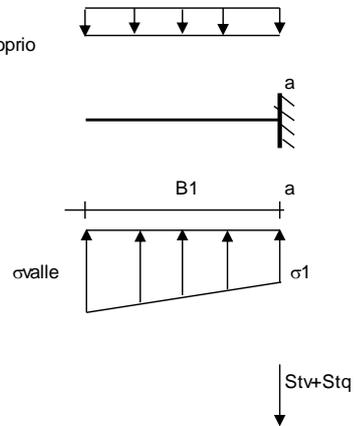
Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M _a	V _a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	41.99	29.84	5.03	15.55
	41.99	29.84	5.03	15.55
sisma+	28.09	25.68	3.06	10.43
	28.09	25.68	3.11	10.43
sisma-	27.08	24.69	2.99	9.82
	27.08	24.69	2.93	9.82

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

PP = 10.00 (kN/m²)

peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m)

peso proprio dente

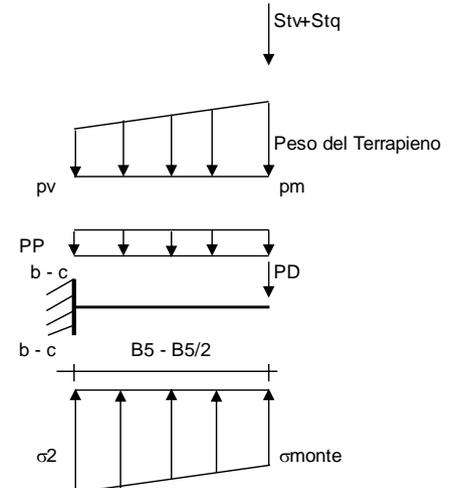
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	14.34	14.34	14.34	(kN/m ²)
pvb	6.65	6.65	6.65	(kN/m ²)
pvc	10.49	10.49	10.49	(kN/m ²)

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

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

$$V_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2) / 2 - (pm - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2) / 2 - (Stv + Sqv) \cdot PD \cdot (1 \pm kv)$$



RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE

COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	90 di 108

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	11.62	23.77	-3.10	-5.02	17.69	-1.42	-5.84
	11.62	23.77	-3.10	-5.02	17.69	-1.42	-5.84
sisma+	22.06	24.47	0.07	1.28	23.27	-0.06	-0.14
	22.06	24.47	0.07	1.28	23.27	-0.06	-0.14
sisma-	21.09	23.49	0.14	1.46	22.29	-0.04	-0.01
	21.09	23.49	0.14	1.46	22.29	-0.04	-0.01

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

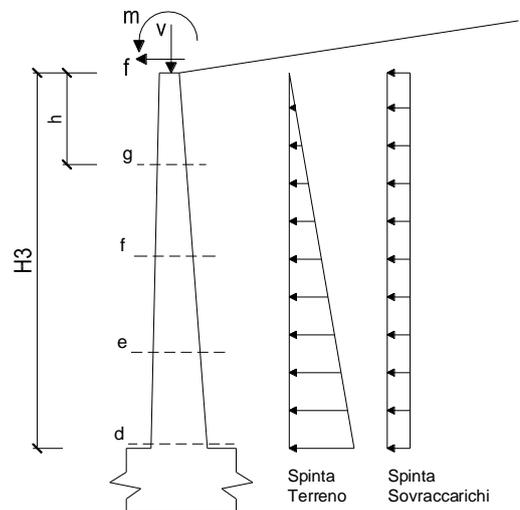
$$V_t \text{ stat} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

$$V_{inerzia} = \sum P m_i \cdot k h$$


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	0.35	0.08	0.00	6.84	6.92	12.95	2.63	15.58
e-e	0.26	0.03	0.00	6.50	6.53	12.95	1.97	14.92
f-f	0.18	0.01	0.00	6.16	6.17	12.95	1.31	14.26
g-g	0.09	0.00	0.00	5.83	5.83	12.95	0.66	13.61

sezione	h	Vt	Vq	V_{ext}	V_{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.35	0.69	0.00	3.85	4.54
e-e	0.26	0.39	0.00	3.85	4.24
f-f	0.18	0.17	0.00	3.85	4.02
g-g	0.09	0.04	0.00	3.85	3.89

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	91 di 108

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	-	
a - a	5.03	0.00	0.40	9.05	9.05	123.24	24.50	sezione verificata
b - b	-3.10	0.00	0.40	9.05	9.05	123.24	39.75	sezione verificata
c - c	-1.42	0.00	0.40	9.05	9.05	123.24	86.55	sezione verificata
d - d	6.92	15.58	0.30	4.52	4.52	50.89	7.36	sezione verificata
e - e	6.53	14.92	0.30	4.52	4.52	50.81	7.78	sezione verificata
f - f	6.17	14.26	0.30	4.52	4.52	50.72	8.22	sezione verificata
g - g	5.83	13.61	0.30	4.52	4.52	50.64	8.69	sezione verificata

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	∅ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	15.55	0.40	153.07	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
b - b	5.02	0.40	153.07	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
c - c	5.84	0.40	153.07	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
d - d	4.54	0.30	122.04	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
e - e	4.24	0.30	121.96	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
f - f	4.02	0.30	121.89	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3.89	0.30	121.82	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria

10.2.4 Condizione di carico SLE – Verifiche a fessurazione

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

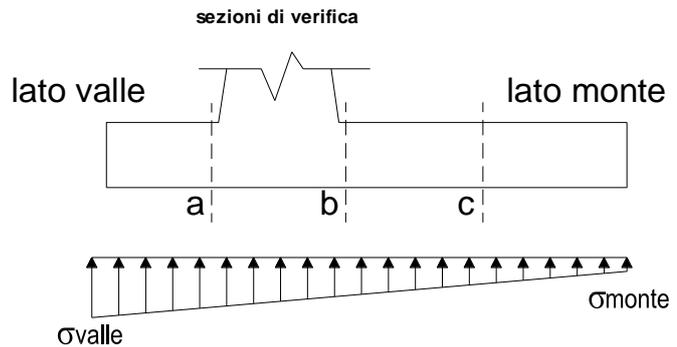
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Rara	39.44	2.81	33.80	18.78
	39.44	2.81	33.80	18.78
Q.P.	39.44	2.81	33.80	18.78
	39.44	2.81	33.80	18.78

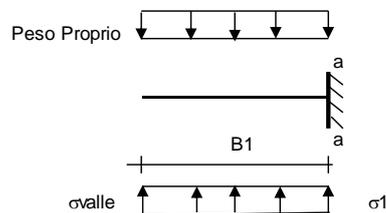


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	33.80	27.79	3.92
	33.80	27.79	3.92
Q.P.	33.80	27.79	3.92
	33.80	27.79	3.92



Mensola Lato Monte

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

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

$$p_m = 14.34 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

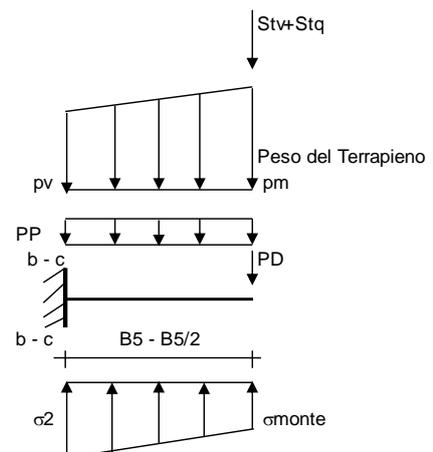
$$p_{vb} = 6.65 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{vc} = 10.49 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_b = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (B^2 - B \cdot d / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B/2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B/2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B/2)^2 / 3 + (St_v + Sq_v) \cdot (B/2) - PD \cdot (B/2 - B \cdot d / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	18.78	24.79	-1.72	21.79	-0.92
	18.78	24.79	-1.72	21.79	-0.92
Q.P.	18.78	24.79	-1.72	21.79	-0.92
	18.78	24.79	-1.72	21.79	-0.92



RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	93 di 108

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

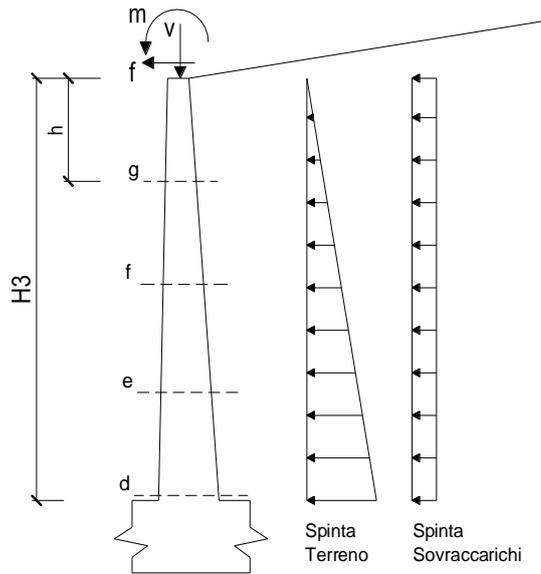
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



condizione Rara

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	0.35	0.06	0.00	4.56	4.62	12.95	2.63	15.58
e-e	0.26	0.03	0.00	4.33	4.36	12.95	1.97	14.92
f-f	0.18	0.01	0.00	4.11	4.12	12.95	1.31	14.26
g-g	0.09	0.00	0.00	3.88	3.89	12.95	0.66	13.61

condizione Rara

Sez.	M	N	h	A _f	A _{f'}	σ _c	σ _f	w _k	w _{amm}	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)	
a - a	3.92	0.00	0.40	9.05	9.05	0.32	14.64	0.020	0.200	sez. verificata
b - b	-1.72	0.00	0.40	9.05	9.05	0.14	6.41	0.009	0.200	sez. verificata
c - c	-0.92	0.00	0.40	9.05	9.05	0.08	3.42	0.005	0.200	sez. verificata
d - d	4.62	15.58	0.30	4.52	4.52	0.85	28.68	0.048	0.200	sez. verificata
e - e	4.36	14.92	0.30	4.52	4.52	0.80	26.81	0.045	0.200	sez. verificata
f - f	4.12	14.26	0.30	4.52	4.52	0.75	25.11	0.042	0.200	sez. verificata
g - g	3.89	13.61	0.30	4.52	4.52	0.71	23.53	0.039	0.200	sez. verificata

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

10.2.5 Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. RARA)

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

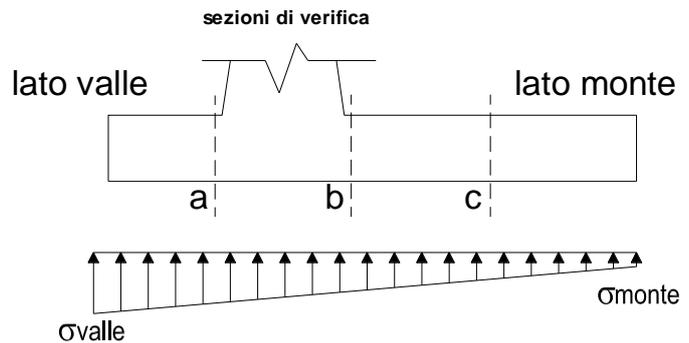
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Rara	39.44	2.81	33.80	18.78
	39.44	2.81	33.80	18.78
sisma+	37.61	1.13	28.09	22.06
	37.61	1.13	28.09	22.06
sisma-	36.13	1.12	27.08	21.09
	36.13	1.12	27.08	21.09

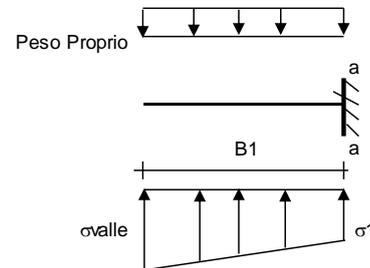


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 10.00 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	33.80	27.79	3.92
	33.80	27.79	3.92
sisma+	28.09	25.68	3.06
	28.09	25.68	3.06
sisma-	27.08	24.69	2.99
	27.08	24.69	2.99



Mensola Lato Monte

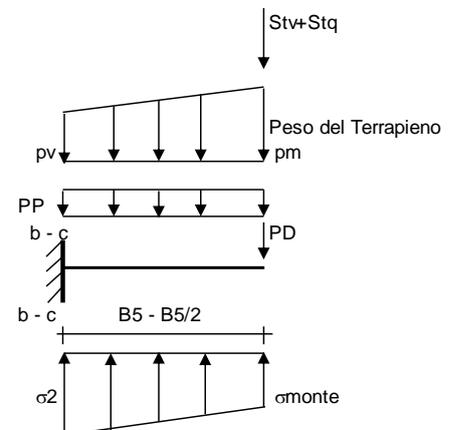
PP = 10.00 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	14.34	14.34	14.34	(kN/m ²)
pvb	6.65	6.65	6.65	(kN/m ²)
pvc	10.49	10.49	10.49	(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	18.78	24.79	-1.72	21.79	-0.92
	18.78	24.79	-1.72	21.79	-0.92



RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	95 di 108

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

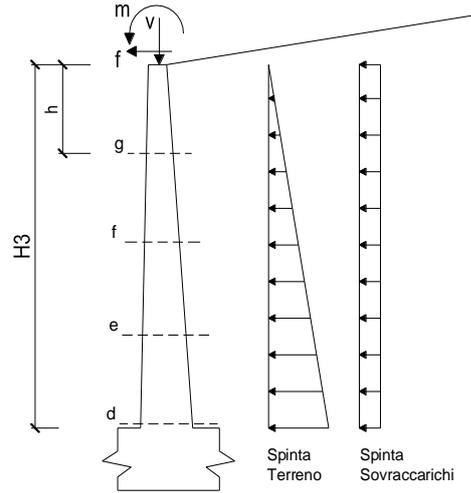
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica Rara

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	0.35	0.06	0.00	4.56	4.62	12.95	2.63	15.58
e-e	0.26	0.03	0.00	4.33	4.36	12.95	1.97	14.92
f-f	0.18	0.01	0.00	4.11	4.12	12.95	1.31	14.26
g-g	0.09	0.00	0.00	3.88	3.89	12.95	0.66	13.61

Condizione Statica Rara

Sez.	M	N	h	A _f	A _{f'}	σ _c	σ _f	σ _{max} /σ _c	σ _{max} /σ _f	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	-	-	
a - a	3.92	0.00	0.40	9.05	9.05	0.32	14.64	54.53	23.06	sezione verificata
b - b	-1.72	0.00	0.40	9.05	9.05	0.14	6.41	124.6	52.7	sezione verificata
c - c	-0.92	0.00	0.40	9.05	9.05	0.08	3.42	233.4	98.7	sezione verificata
d - d	4.62	15.58	0.30	4.52	4.52	0.85	28.68	20.8	11.8	sezione verificata
e - e	4.36	14.92	0.30	4.52	4.52	0.80	26.81	22.1	12.6	sezione verificata
f - f	4.12	14.26	0.30	4.52	4.52	0.75	25.11	23.4	13.4	sezione verificata
g - g	3.89	13.61	0.30	4.52	4.52	0.71	23.53	24.8	14	sezione verificata

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	96 di 108

10.2.6 Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. QP)

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

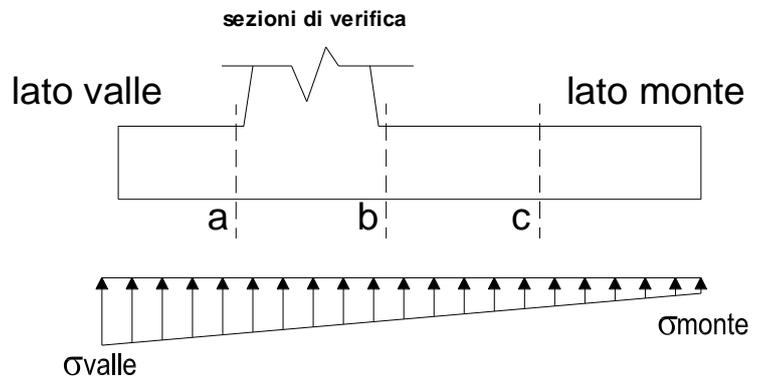
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.50 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.38 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
QP	39.44	2.81	33.80	18.78
sisma+	37.61	1.13	28.09	22.06
sisma-	36.13	1.12	27.08	21.09

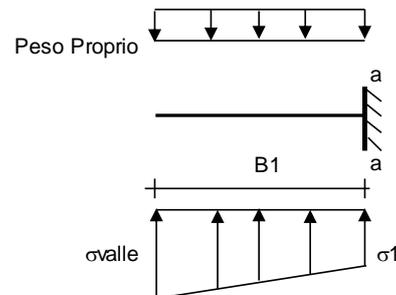


Mensola Lato Valle

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
QP	33.80	27.79	3.92
sisma+	28.09	25.68	3.06
sisma-	27.08	24.69	2.99



Mensola Lato Monte

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

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

$$p_m = 14.34 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad N_{min} \quad N_{max} \quad QP \cdot N_{max} \quad sism^+$$

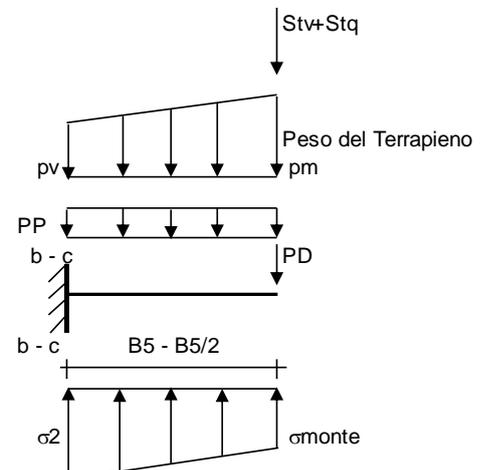
$$p_{vb} = 6.65 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad p_{vc} = 10.49 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

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

$$- (St_v + Sq_v) \cdot B^2 - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$

$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 +$$

$$- (St_v + Sq_v) \cdot (B_5 / 2) - PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (H_d + H_2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H_2 / 2$$



RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	97 di 108

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
QP	18.78	24.79	-1.72	21.79	-0.92
	18.78	24.79	-1.72	21.79	-0.92

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

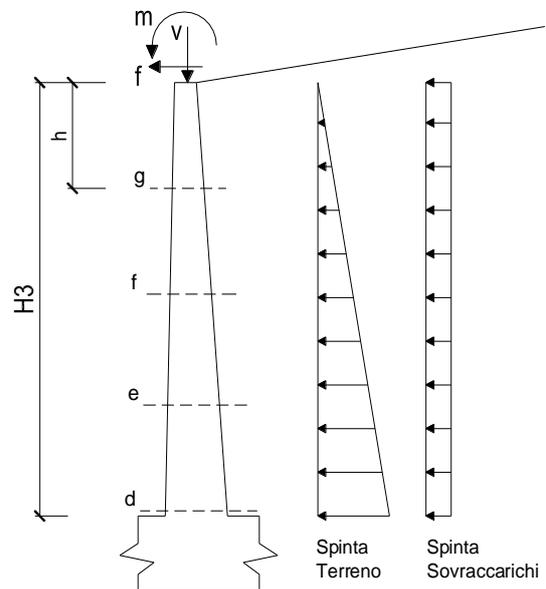
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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



condizione statica Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	0.35	0.06	0.00	1.37	1.43	12.95	2.63	15.58
e-e	0.26	0.03	0.00	1.30	1.33	12.95	1.97	14.92
f-f	0.18	0.01	0.00	1.23	1.24	12.95	1.31	14.26
g-g	0.09	0.00	0.00	1.17	1.17	12.95	0.66	13.61

Condizione Statica Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	A _f	A' _f	σ_c	σ_f	σ_{max}/σ_c	
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	-	
a - a	3.92	0.00	0.40	9.05	9.05	0.32	14.64	39.7	sezione verificata
b - b	-1.72	0.00	0.40	9.05	9.05	0.14	6.41	90.6	sezione verificata
c - c	-0.92	0.00	0.40	9.05	9.05	0.08	3.42	169.7	sezione verificata
d - d	1.43	15.58	0.30	4.52	4.52	0.17	0.59	76.4	sezione verificata
e - e	1.33	14.92	0.30	4.52	4.52	0.15	0.44	83.1	sezione verificata
f - f	1.24	14.26	0.30	4.52	4.52	0.14	0.35	89.3	sezione verificata
g - g	1.17	13.61	0.30	4.52	4.52	0.13	0.29	95.2	sezione verificata

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	98 di 108

10.2.7 Verifica di stabilità globale

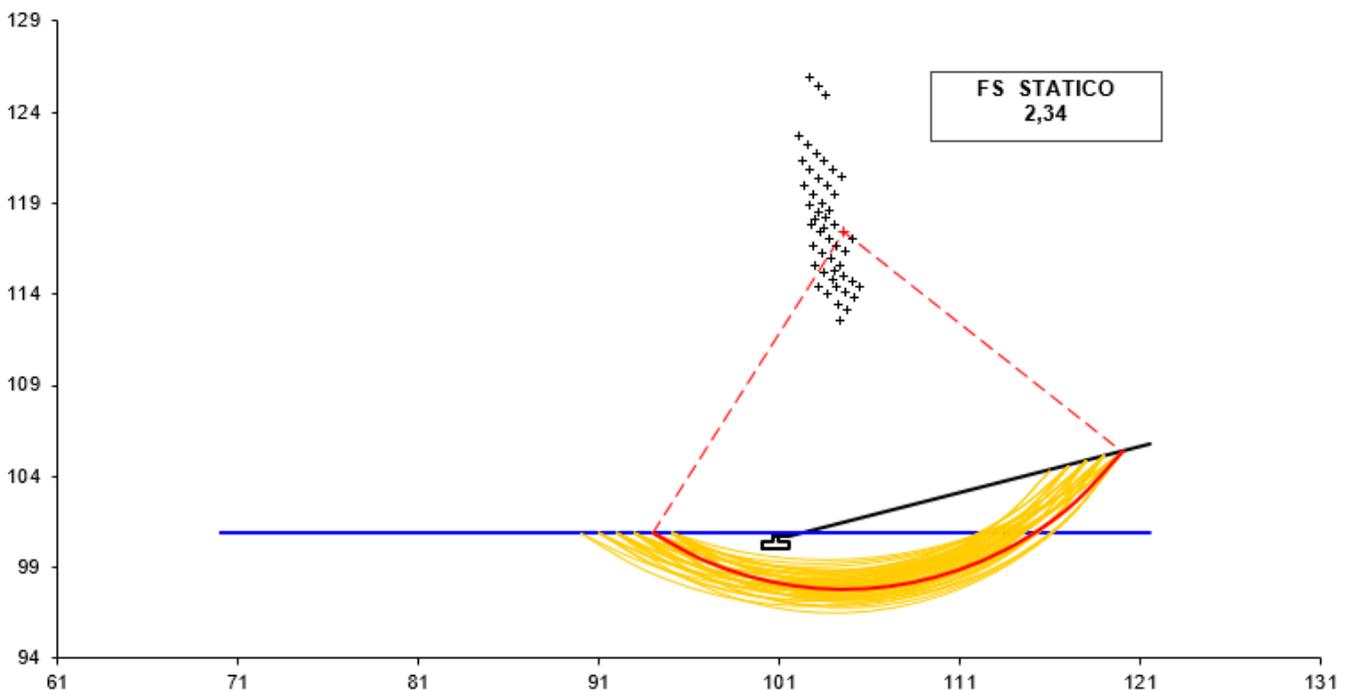
Per la verifica di stabilità globale è stato assimilato tutto il complesso muro-terreno ad un pendio. Esso deve essere al sicuro da fenomeni d'instabilità che in genere si sviluppano su superfici di scorrimento assimilabili a circonferenze.

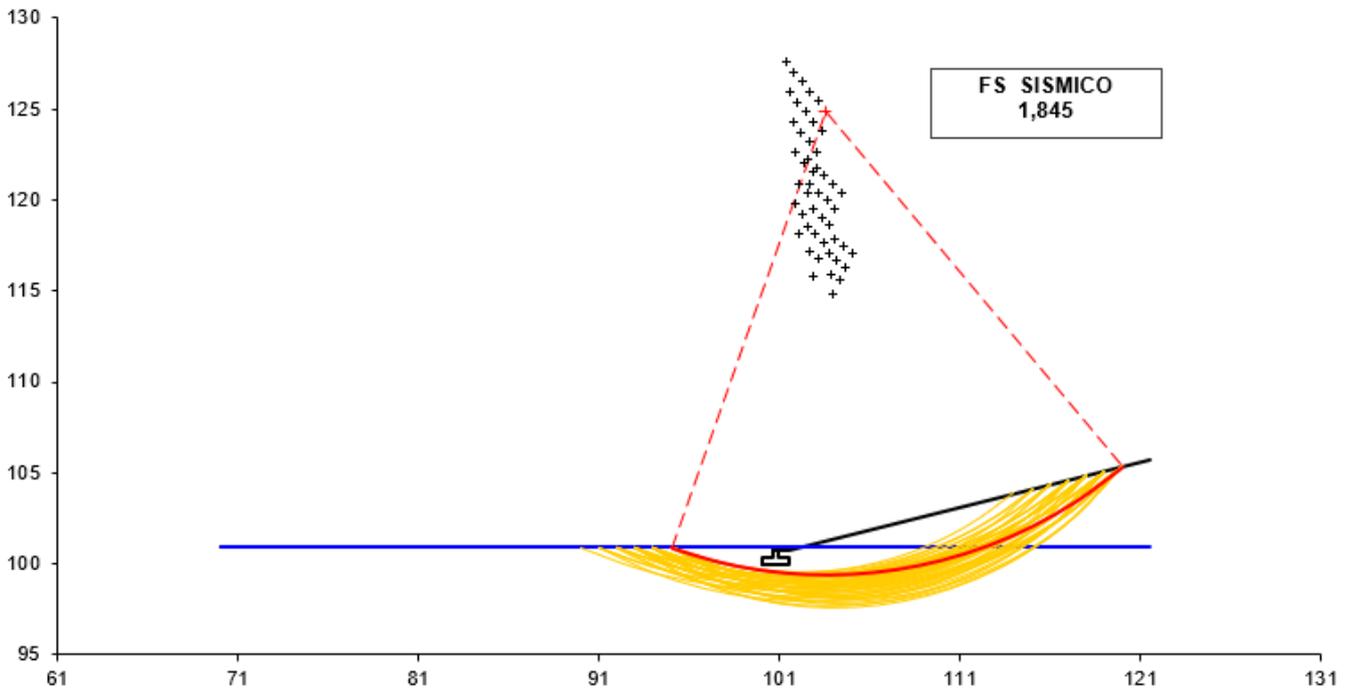
Sono state ipotizzate varie superfici di scorrimento in modo da interessare tutta la parte di terreno potenzialmente soggetta ad instabilità. Sono state escluse le superfici che intercettano il muro, i pali e i tiranti. Per ognuna di esse sono state calcolate le forze motrici e le forze resistenti.

Il calcolo è stato effettuato secondo i metodi classici di Fellenius o di Bishop, suddividendo il complesso terreno-muro incluso nel cerchio in esame in settori verticali sufficientemente piccoli, e calcolando le forze resistenti per attrito e coesione alla base, che si oppongono alla forza di scorrimento del settore.

Il coefficiente di sicurezza è dato dal rapporto fra le forze resistenti e quelle motrici. Tale valore è stato calcolato per tutte le combinazioni di carico previste dall'approccio 1 Combinazione 2 (A2+M2+R2) e il rapporto più gravoso, in relazione al corrispondente coefficiente R2, è stato riportato come coefficiente di Sicurezza per Stabilità Globale.

L'azione sismica è stata valutata come previsto dal D.M. 17.01.2018 al § 7.11.3.5.2. Si riporta, di seguito, l'esito della verifica di stabilità globale dell'opera eseguita mediante il foglio di calcolo "Geotecnica per Excel" distribuito dalla DEI.





Impiegando il metodo di Bishop si ottiene un fattore di sicurezza pari a:

- Condizione statica → FS = **2.34** ≥ R2 (= 1.10)
- Condizione sismica → FS = **1.84** ≥ 1

Pertanto, la verifica può ritenersi soddisfatta.

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	100 di 108

11 INCIDENZE

Calcolo delle incidenze muro di sostegno

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
Peso specifico acciaio	γ_s	7850	kg/m ³
Peso specifico calcestruzzo	γ_c	2500	kg/m ³

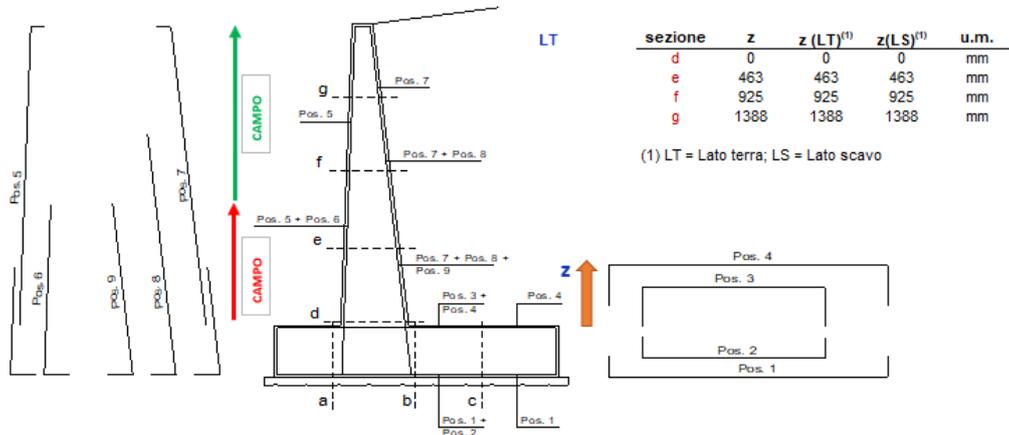
Tipologia opera di sostegno

Muro a mensola

Geometria FONDAZIONE	var.	valore	u.m.
Spessore fondazione	H2	400	mm
Larghezza fondazione	B	1500	mm
Lunghezza concio considerato	L	1000	mm
Lunghezza tot. fondazione (dist. fra giunti)	L _{tot}	10000	mm
Area totale fondazione (per 1 ml di muro)	A _F	0.6	m ²
Volume fondazione (per 1 ml di muro)	V_F	0.6	m³

Geometria PARAMENTO	var.	valore	u.m.
Altezza min paramento	H _{3,min}	1850	mm
Altezza max paramento	H _{3,max}	1850	mm
Altezza media paramento	H3	1850	mm
Spessore testa paramento	B3	300	mm
Altezza parapetto testa muro	H _p	0	mm
Pendenza paramento lato terra	i _T	0	-
Pendenza paramento lato scavo	i _S	0	-
	B2	0	mm
	B4	0	mm
Spessore base paramento	B _P	300	mm
Lunghezza tot.paramento (dist. fra giunti)	L _{tot}	10000	mm
Area totale paramento (per 1 ml di muro)	A _P	555000	mm ²
Volume paramento (per 1 ml di muro)	V_{PAR}	0.56	m³

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	101 di 108



ARMATURA FONDAZIONE

	var.	valore	u.m.
Copriferro netto (bordo - spilla)	c	50	mm
Ancoraggio (moltiplicatore diametro)	\varnothing_{anch}	50	-
Sovrapposizione (moltiplicatore diametro)	$\varnothing_{overlap}$	50	-

Armatura di forza (inferiore) lato terra **Esterna**

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
diametro	\varnothing	12	mm
1° passo	s	125	mm
STRATO lunghezza totale barra	L	2568	mm
Quantità di armatura al ml	V_{s1}	18.2	kg
Quantità totale di armatura in 1ml	$V_{s,LT}$	18	kg

Armatura di forza (superiore) lato scavo **Esterna**

diametro	\varnothing	12	mm
1° passo	s	125	mm
STRATO lunghezza totale barra	L	2568	mm
Quantità di armatura al ml	V_{s1}	18.2	kg
Quantità totale di armatura in 1ml	$V_{s,LS}$	18	kg

Ferri d'attesa lato terra **Esterna**

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
diametro	\varnothing	12	mm
1° passo	s	250	mm
STRATO sezione da garantire	-	d	-
lunghezza totale barra	L	942	mm
Quantità di armatura al ml	V_{s1}	3	kg
Quantità totale di armatura in 1ml	$V_{s,LT}$	3	kg

Ferri d'attesa lato scavo **Esterna**

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
diametro	\varnothing	12	mm
1° passo	s	250	mm
STRATO sezione da garantire	-	d	-
lunghezza totale barra	L	930	mm
Quantità di armatura al ml	V_{s1}	3	kg
Quantità totale di armatura in 1ml	$V_{s,LT}$	3	kg

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE

COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 102 di 108
------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	----------------------

Armatura di ripartizione (inferiore) lato terra **Interna**

diametro	∅	12	mm
passo	s	150	mm
num. di barre	n _T	10	-
Incremento di lungh. per sovrapposizione	L _{add}	1800	mm
Incremento di vol. per sovrapposizione	V _{sr,add}	204	mm ³ /ml
Quantità totale di armatura in 1ml	V_{sr,LT}	9	kg

Armatura di ripartizione (superiore) lato scavo **Interna**

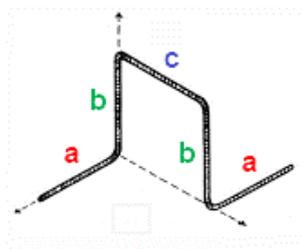
diametro	∅	12	mm
passo	s	150	mm
num. di barre	n _T	8	-
Incremento di lungh. per sovrapposizione	L _{add}	1800	mm
Incremento di vol. per sovrapposizione	V _{sr,add}	163	mm ³ /ml
Quantità totale di armatura in 1ml	V_{sr,LS}	7	kg

Armatura di bordo

diametro	∅	16	mm
num. di barre in sezione trasversale	n _B	2	-
Incremento di lungh. per sovrapposizione	L _{add}	6000	mm
Incremento di vol. per sovrapposizione	V _{sb,add}	121	mm ³ /ml
Quantità totale di armatura in 1ml	V_{sb}	3	kg

Armatura a taglio

diametro spille	∅	8	mm
passo in x	S _x	500	mm
passo in y	S _y	500	mm
n° di spille al mq	n _{sp}	4	-
n°spille al ml di fondazione	n _{ml}	5	-
Lunghezza ancoraggio spilla	L _{a,sp}	100	mm
Lunghezza spilla	L _{sp}	500	mm ²
Quantità totale spille in 1ml	V_{sp}	1	kg

Cavallotti


∅	12	mm
a	250	mm
b	236	mm
c	600	mm
A _{ca}	113.10	mm ²
passo in x	1000	mm
passo in y	1000	mm
n _{ca} /mq	1	-
n _{ca} /ml	2	-
L _{ca}	1572	mm
V_{ca}	3	kg

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	103 di 108

INCIDENZA FONDAZIONE

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
Volume tot. arm. in un ml di fondazione	$V_{F,tot}$	66.0	kg
Volume calcestruzzo fondazione	V_F	1	m^3
INCIDENZA	i_{FOND}	110	kg/m^3

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	104 di 108

ARMATURA PARAMENTO	var.	valore	u.m.
Copriferro	c	50	mm
Ancoraggio (moltiplicatore diametro)	\varnothing_{anch}	50	-
Sovrapposizione (moltiplicatore diametro)	$\varnothing_{overlap}$	50	-

Armatura di forza lato terra	Interna
-------------------------------------	----------------

<i>Descrizione</i>		<i>VAR.</i>	<i>VALORE</i>	<i>U.M.</i>
	di diametro	\varnothing	12	mm
1°	passo	s	250	mm
STRATO	lunghezza totale barra	L	1764.0	mm
	Quantità di armatura al ml	V_{s1}	6.26	kg
Area totale di armatura al ml		$V_{s,LT}$	6	kg

Armatura di forza lato scavo	Interna
-------------------------------------	----------------

	di diametro	\varnothing	12	mm
1°	passo	s	250	mm
STRATO	lunghezza totale barra	L	1764	mm
	Quantità di armatura al ml	V_{s1}	6	kg
Quantità totale di armatura in 1ml		$V_{s,LS}$	6	kg

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	105 di 108

Armatura di ripartizione lato terra - CAMPO 1				Esterna
diametro	∅	12	mm	
passo	s	200	mm	
Estensione CAMPO 1	Z ₁	1850	mm	
Altezza min paramento	H _{P,min}	1850	mm	
Altezza max paramento	H _{P,max}	1850	mm	
num. di barre a lunghezza cost.	n _{LT,cost}	10	-	
Incremento di vol. per sovrapposizione	V _{sr,add}	314159	mm ³ /ml	
Quantità di armatura in 1ml	V _{sr,LT}	11	kg	

Armatura di ripartizione lato scavo - CAMPO 1				Esterna
diametro	∅	12	mm	
passo	s	200	mm	
Estensione CAMPO 1	Z ₁	1850	mm	
Altezza min paramento	H _{P,min}	1850	mm	
Altezza max paramento	H _{P,max}	1850	mm	
num. di barre a lunghezza cost.	n _{LS,cost}	10	-	
Incremento di vol. per sovrapposizione	V _{sr,add}	68	mm ³ /ml	
Quantità di armatura in 1ml	V _{sr,LS}	9	kg	

Forchette testa paramento			
diametro	∅	12	mm
passo	s	250	mm
lunghezza totale barra	L	1372	mm
Quantità di armatura in 1ml	V _{sf}	5	kg

Armatura a taglio - Campo 1			
diametro spille	∅	8	mm
passo in x	S _x	500	mm
passo in y	S _y	250	mm
n° di spille al mq	n _{sp}	8	-
n°spille in un ml	n _{ml}	15	-
Lunghezza ancoraggio spilla	L _{a,sp}	100	mm
sezione da garantire	-	H3	mm
Estensione campo 1 (da base paramento)	h _{campo 1}	1850	mm
Lunghezza media spilla	L _{sp}	400	mm ²
Quantità totale spille in 1ml	V _{sp,1}	2	kg

INCIDENZA PARAMENTO

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
Peso totale armatura paramento	V _{PAR.}	40.0	kg
Volume calcestruzzo paramento	V _{PAR.}	0.56	m ³
INCIDENZA	i_{PAR}	72	kg/m³

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	OC00 00 001	A	106 di 108

Per la determinazione dei valori di incidenza è stato considerato un incremento pari al 15% per tenere in conto, oltre a quanto già calcolato, di sovrapposizioni, ferri spezzati o di chiusura ed eventuali sfridi.

RIEPILOGO INCIDENZE

<i>OPERA: D1</i>	<i>V_{CLS}</i>	<i>P_{acc}</i>	<i>Incidenza</i>	<i>Incidenza +15%</i>
				<i>(val. arrotondato)</i>
<i>u.m.</i>	<i>[m³]</i>	<i>[kg]</i>	<i>[kg/m³]</i>	<i>[kg/m³]</i>
FONDAZIONE	0.6	66	110	130
PARAMENTO	0.56	40	72	80

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 107 di 108
--	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	----------------------

12 FASI ESECUTIVE

12.1 FASI ESECUTIVE MURI IN CA DIRETTI

- 1) Preparazione piano di posa
- 2) Realizzazione magrone di regolarizzazione
- 3) Posa in opera dell'armatura della soletta di fondazione e spiccati armature paramento
- 4) Casseratura e getto cls soletta di fondazione
- 5) Posa in opera dell'armatura del paramento e dei barbacani
- 6) Casseratura e getto cls del paramento
- 7) Realizzazione impermeabilizzazione superficie contro terra
- 8) Posizionamento tubo sfinestrato e realizzazione strati drenanti lato terra
- 9) Rinterro fino a quota di progetto
- 10) Posa in opera rivestimento in pietra



LINEA POTENZA-FOGGIA
TRATTA FERROVIARIA ROCCHETTA-POTENZA
AMMODERNAMENTO - ADEGUAMENTO ALLE STI SRT/ENE

RELAZIONE DI CALCOLO MURO DI RECINZIONE	COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA OC00 00 001	REV A	FOGLIO 108 di 108
---	------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	----------------------

13 CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto ed alla verifica del muro di recinzione. Le verifiche strutturali e geotecniche rispettano le indicazioni delle Normative tecniche di riferimento.