

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 OPERE DI SOSTEGNO (NV23)

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I A B H	0 0	F	7 8	C L	M U 0 1 0 0	0 0 1	A

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

File: IABH00F78CLMU0100001A.docx

n. Elab.:

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

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	2 di 73

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	5
	2.1 MURO TIPO D1	5
3	NORMATIVE E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI E COPRIFERRO	7
5	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	9
6	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	10
	6.1 SPETTRI DI RISPOSTA	10
	6.1.1 Spettri di risposta SLV	12
	6.1.2 Spettri di risposta SLD	13
7	APPROCCI NORMATIVI	14
	7.1 CONDIZIONI E COMBINAZIONI DI CARICO	14
	7.1.1 Stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno	16
	7.1.2 Scorrimento sul piano di posa	16
	7.1.3 Collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno	16
	7.1.4 Verifica a ribaltamento	17
	7.2 VERIFICHE STRUTTURALI	18
	7.2.1 Verifica di resistenza a pressoflessione (SLU)	18
	7.2.2 Verifica di resistenza a taglio (SLU)	18
	7.2.3 Verifica delle tensioni di esercizio (SLE)	18
	7.2.4 Verifica allo stato limite di fessurazione (SLE)	19
8	MODELLO DI CALCOLO	20
	8.1 GEOMETRIA DI CALCOLO	20
	8.2 DATI GEOTECNICI DI INPUT	21
	8.2.1 Coefficienti di spinta in condizioni statiche	21
	8.2.2 Coefficienti di spinta in condizioni sismiche	21
	8.3 ANALISI ED APPLICAZIONE DEI CARICHI	24
	8.3.1 Carichi permanenti	24
	8.3.2 Carichi permanenti non strutturali	24
	8.3.3 Sovraccarico accidentale	24
	8.3.4 Azione eccezionale generata dall'urto dei veicoli	24
	8.3.5 Azione del sisma	26
	8.3.6 Combinazioni di carico considerate	27
9	RISULTATI	29

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	3 di 73

9.1 MURO DI SOSTEGNO – TIPO D1	29
9.1.1 <i>Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche geotecniche</i>	<i>29</i>
9.1.2 <i>Scelta delle armature.....</i>	<i>41</i>
9.1.2.1 <i>Zattera di fondazione</i>	<i>41</i>
9.1.2.2 <i>Paramento.....</i>	<i>43</i>
9.1.3 <i>Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche strutturali.....</i>	<i>47</i>
9.1.4 <i>Condizione di carico SLE – Verifiche a fessurazione</i>	<i>52</i>
9.1.5 <i>Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. RARA)</i>	<i>54</i>
9.1.6 <i>Condizione di carico SLE - Verifiche tensionali (Comb. QP).....</i>	<i>56</i>
9.1.7 <i>Condizioni di carico eccezionali – Verifiche geotecniche</i>	<i>58</i>
9.1.8 <i>Condizioni di carico eccezionali – Verifiche strutturali.....</i>	<i>63</i>
9.1.9 <i>Verifica di stabilità globale</i>	<i>65</i>
10 INCIDENZE	67
11 CONCLUSIONI.....	73

1 PREMESSA

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

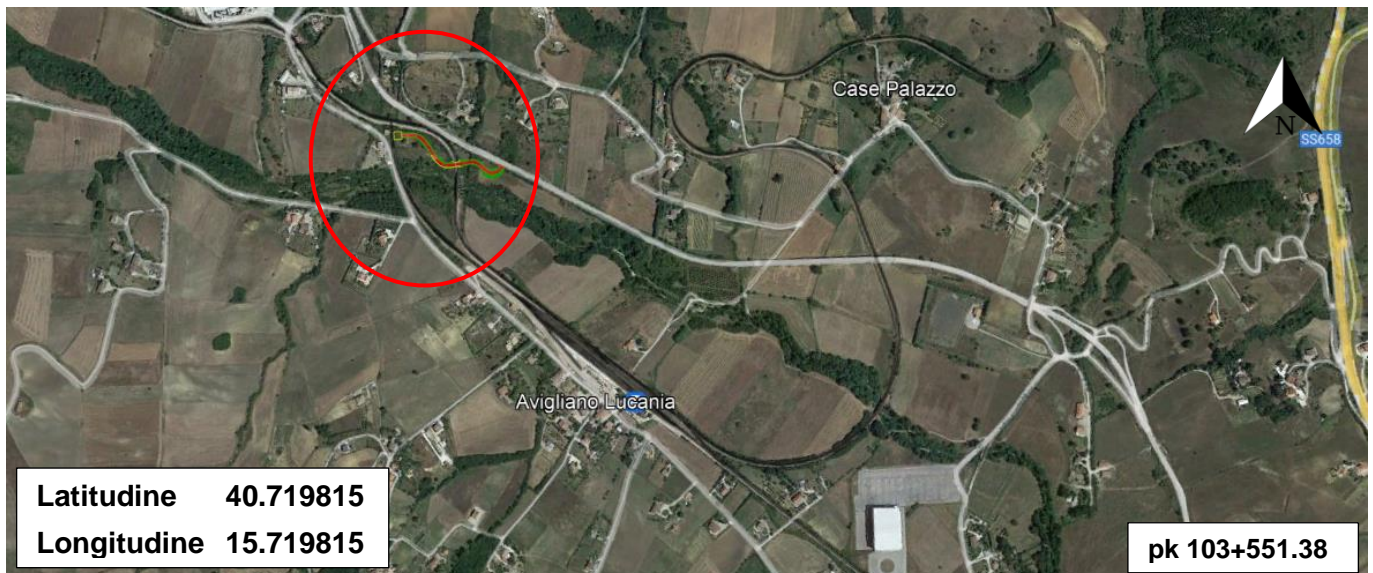


Figura 1.1 - Ubicazione intervento ed opera NV23

2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

Il muro oggetto di studio è posto a sostegno del piazzale NV23, situato in prossimità della **pk 103+551.38**.

L'elaborato riporta le verifiche strutturali e geotecniche delle sezioni del muro Tipo D1.

Il muro su fondazione diretta presenta un'altezza massima di 3,50 m. Si riportano di seguito le principali caratteristiche geometriche della sezione oggetto di analisi.

2.1 MURO TIPO D1

L'opera è costituita da un paramento di altezza pari a 3,50 metri, con spessore in sommità pari a 30 cm e inclinazione della faccia lato scavo pari a 1:10. Il muro è inoltre provvisto in testa di un cordolo in c.a. (55 cm x 40 cm) su cui è ancorata una barriera di sicurezza tipo H2-W4.

La fondazione del muro, di tipo diretta, è costituita da una soletta di spessore pari a 0,50 m e larghezza 3,80 m. Nella schematizzazione di calcolo, riportata al §8, è stata considerata l'effettiva altezza di terreno spingente sull'opera, determinata in riferimento alla quota sommitale del piazzale a tergo del muro.

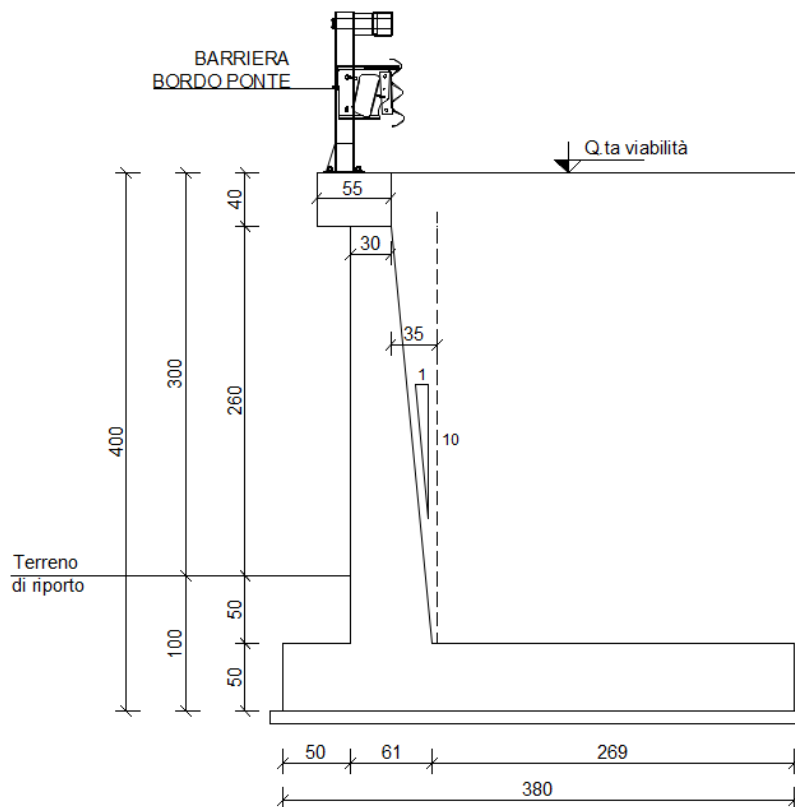


Figura 2.1 – Muro Tipo D1

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	6 di 73

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. 617 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 OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	7 di 73

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

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 2017 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:

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

5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Per l'opera in esame sono stati assunti nel calcolo 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

- 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 ad una quota corrispondente al piano campagna lato valle, circa 0,50 m sopra l'estradosso della zattera di fondazione.

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:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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"/>

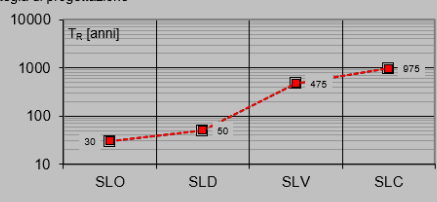
Stati limite ultimi - SLU

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 info

Risposta sismica locale

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

Categoria topografica 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 info

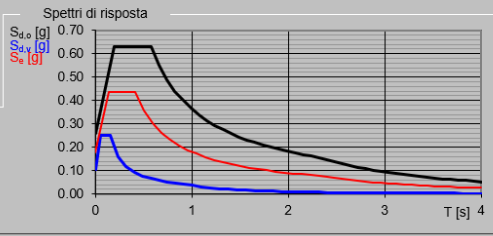
Compon. verticale

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, $\xi = 5\%$)

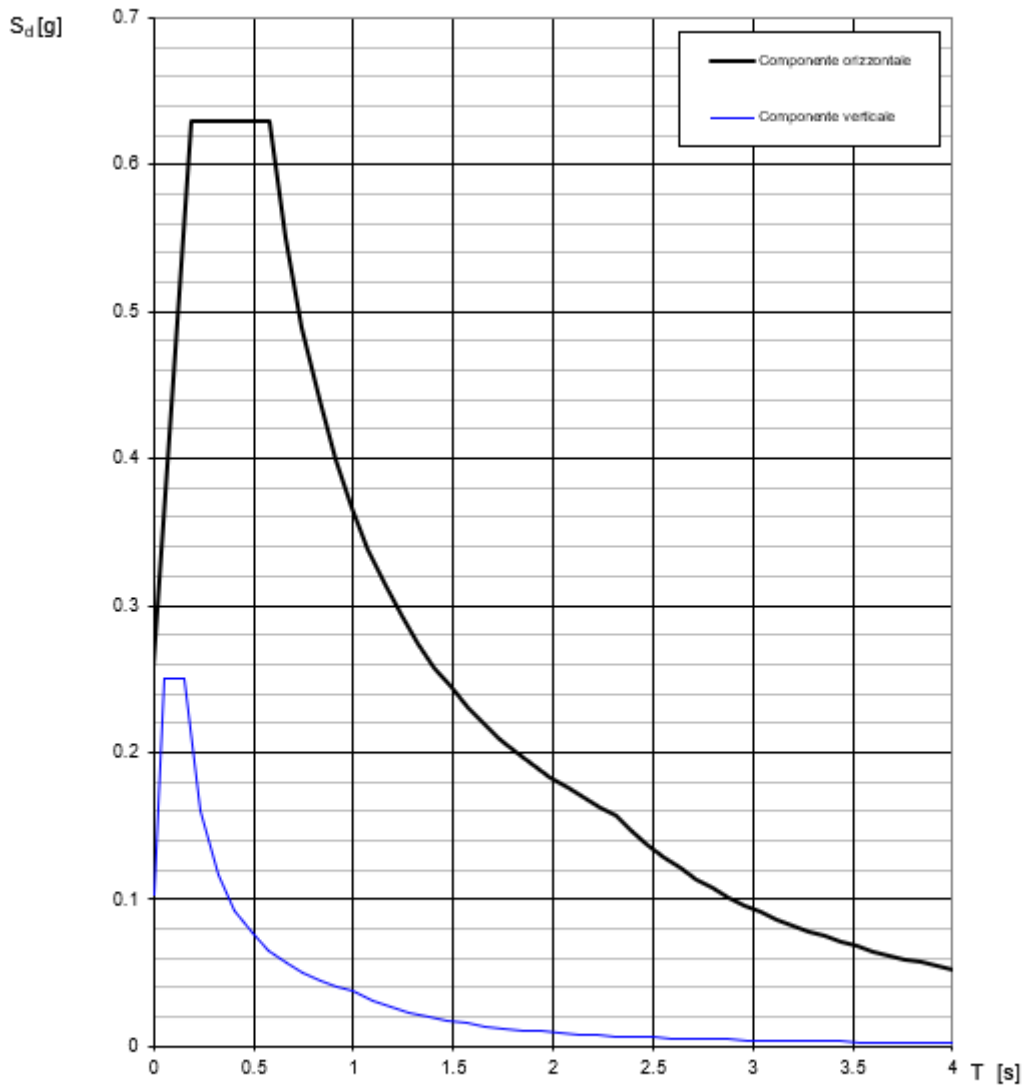
INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

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

6.1.1 Spettri di risposta SLV

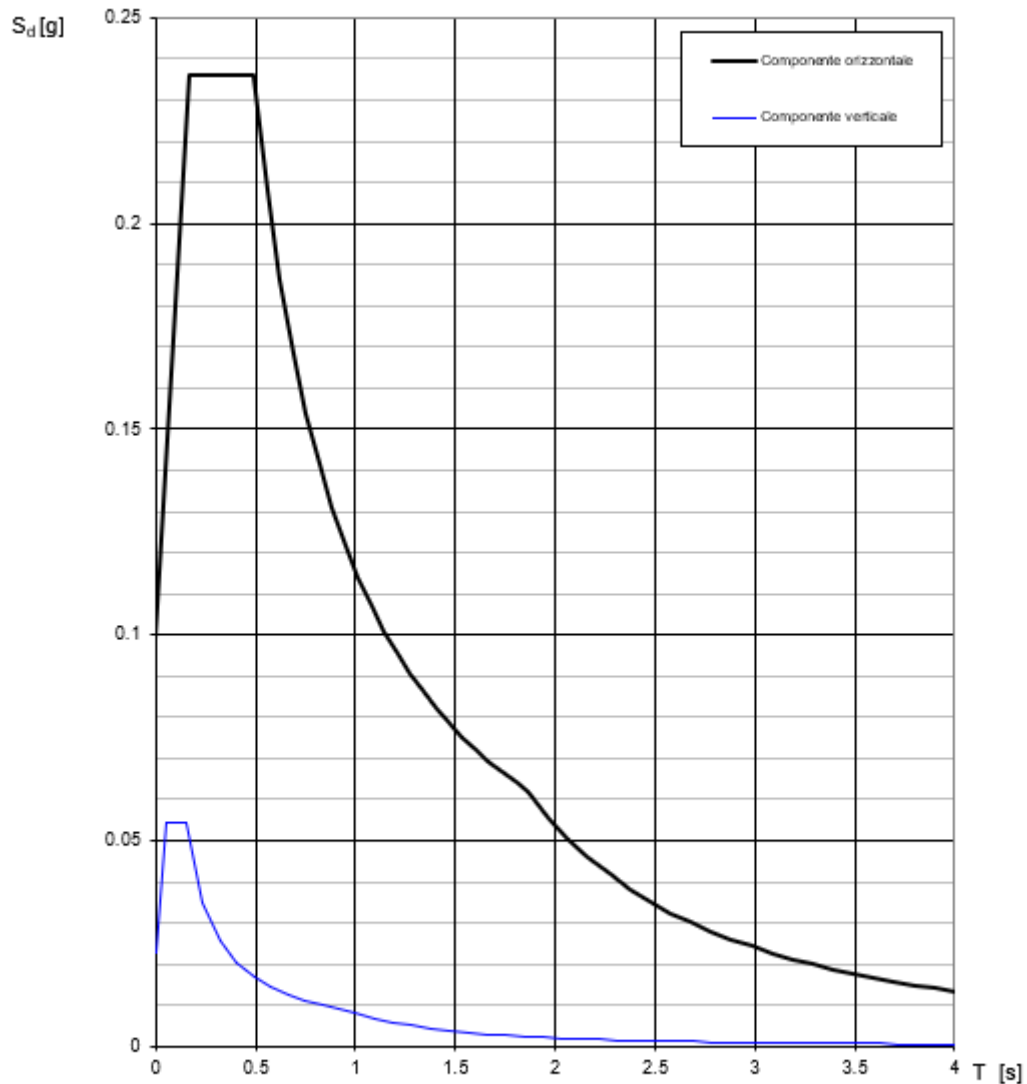
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV



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

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'ANDIS non potrà essere ritenuta responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

7 APPROCCI NORMATIVI

7.1 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_{Qi}	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_{Qi}

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

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	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 OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	16 di 73

7.1.1 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.

7.1.2 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 .

7.1.3 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).

7.1.4 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 OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	18 di 73

7.2 VERIFICHE STRUTTURALI

7.2.1 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.

7.2.2 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.

7.2.3 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 $0,75 f_{yk}$.

7.2.4 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 2017 §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:*

$$w1 = 0,2 \text{ mm} \quad w2 = 0,3 \text{ mm} \quad w3 = 0,4 \text{ mm}''$$

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.

8 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.

8.1 GEOMETRIA DI CALCOLO

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

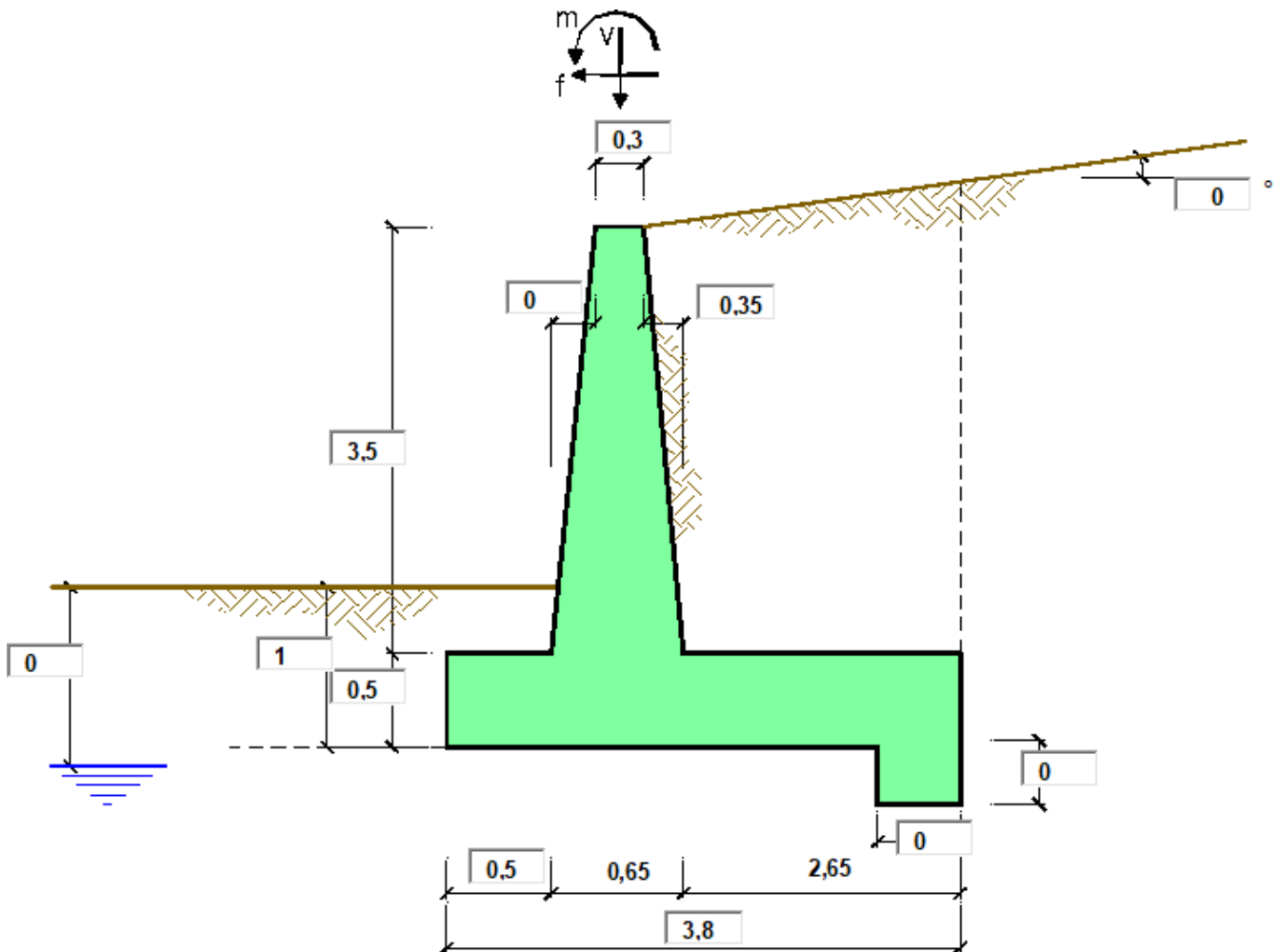


Figura 8.1 - Muro Tipo D1

8.2 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.

8.2.1 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):

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

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

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.

8.2.2 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:

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

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

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

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 $\beta_m = 0.24$.

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 8.2 - Dati geotecnici di input

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	7.60			

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		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	k_a	0.235		0.235		0.295
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	k_{as+}	0.292		0.292		0.368
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	k_{as-}	0.294		0.294		0.370
	Coeff. Di Spinta Passiva	k_p	2.464		2.464		2.075
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	k_{ps+}	2.367		2.367		1.985
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	k_{ps-}	2.361		2.361		1.979

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	24 di 73

8.3 ANALISI ED APPLICAZIONE DEI CARICHI

8.3.1 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:

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

8.3.2 Carichi permanenti non strutturali

Si considerano i seguenti carichi:

- Peso del pacchetto stradale, avente spessore pari a circa 35,00 cm: carico distribuito di **7 kN/m²** agente sul terreno di riporto;
- Peso della barriera di sicurezza: carico verticale agente in testa al paramento del muro, assunto pari a **1,70 kN/m**

8.3.3 Sovraccarico accidentale

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.

8.3.4 Azione eccezionale generata dall'urto dei veicoli

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

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	25 di 73

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:

$$F_{d,y} = 0,50 * 150 = 75 \text{ kN}$$

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.

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

Verifiche GEO

VERIFICHE (GEO)			
	VAR.	VALORE	U.M.
Distanza q.ta piazzale da sez. incastro (H di calcolo muro)	H_p	3.5	m
Lunghezza concio	L_M	10	m
H applicazione forza	H_U	4.75	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	3.5	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	4.75	m
Angolo di diffusione	α	45	gradi
Lunghezza diffusione carico	L_d	6.25	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	12.0	kN/m
Momento in testa al muro	m_p	15.0	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

8.3.5 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.

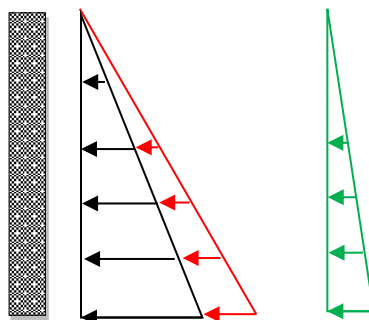


Figura 8.3 - Schema di calcolo degli effetti legati alla sovraspinta sismica del terreno

8.3.6 Combinazioni di carico considerate

Tabella 8.1 - Schema riepilogativo dei carichi in input per le verifiche in combinazione SLU e SLE – Muro D1.

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
		STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no (kN/m ²)	qp	7.00	9.10	7.70
	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	1.70	1.70	1.53
	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	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 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 (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 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 8.2 - Schema riepilogativo dei carichi in input per le verifiche in combinazione Eccezionale (GEO)_Muro D1

Carichi Agenti		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto	
		STR/GEO	EQU	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	7.50	7.50	7.50
	Forza Verticale in Testa permanente (kN/m)	vp	1.70	1.70	1.70
	Momento in Testa permanente (kNm/m)	mp	9.40	9.40	9.40
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 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 (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		

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	28 di 73

Tabella 8.3 - Schema riepilogativo dei carichi in input per le verifiche in combinazione Eccezionale (STR)_Muro D1

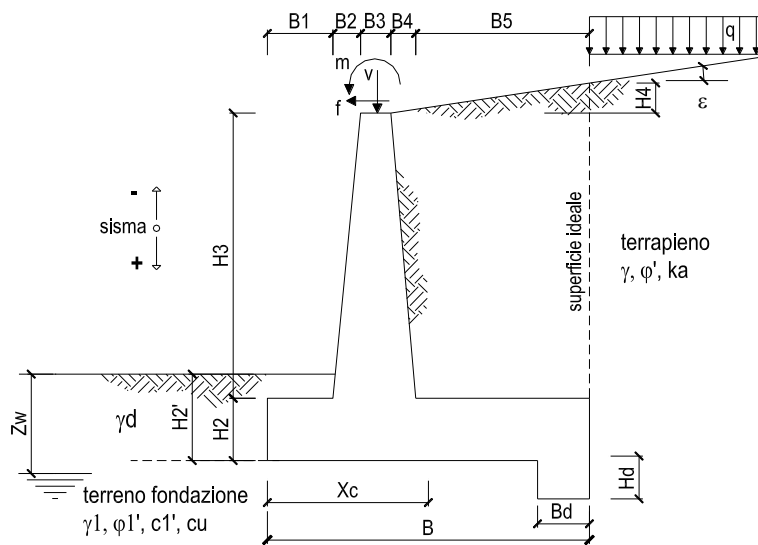
		valori caratteristici SLE - sisma		valori di progetto		
		STR/GEO	EQU	STR/GEO	EQU	
Carichi Agenti						
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	(kN/m ²)	qp	7.00	7.00	7.00
	Sovraccarico su zattera di monte					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	12.00	12.00	12.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	1.70	1.70	1.70
	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	15.00	15.00	15.00
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 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	(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 RISULTATI

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

9.1 MURO DI SOSTEGNO – TIPO D1

9.1.1 Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche geotecniche



OPERA NV23_D1

DATI DI PROGETTO:

Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	3.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.35	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	3.80	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.50	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.50	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.65	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.90	(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	1.92	4.37	2.04
Sismico	1.66	3.60	2.01

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO
(NV23)

COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA MU01 00 001	REV A	FOGLIO 30 di 73
------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	--------------------

FORZE VERTICALI

- Peso del Muro (Pm)

			SLE	STR/GEO	EQU
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)	26.25	26.25	23.63
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	15.31	15.31	13.78
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	47.50	47.50	42.75
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	89.06	89.06	80.16

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	176.23	176.23	158.60
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)	11.64	11.64	10.47
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	187.86	187.86	169.08

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	60	90	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	18		

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

- Muro (Mm)

			SLE	STR/GEO	EQU
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)	17.06	17.06	15.36
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	14.04	14.04	12.63
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	90.25	90.25	81.23
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	121.35	121.35	109.21

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	436.16	436.16	392.54
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)	12.03	12.03	10.82
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)	448.18	448.18	403.36

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	138.00	207.00	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	41.40		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)		5.53	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)		2.76	

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

Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)		11.66	
Ptsv =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)		5.83	

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	31 di 73

- 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)	3.67
MPs3 h=	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	1.58
MPs4 h=	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.74
MPs5 h=	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	5.99

- 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)	0.53
MPs3 v=	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4/3)$	(kNm/m)	0.44
MPs4 v=	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	2.80
MPs5 v=	$kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	3.77

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

MPts1 h=	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	24.61
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)	2.05
MPts h=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	26.66

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

MPts1 v=	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	13.54
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)	0.48
MPts v=	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	14.02

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)	35.70	46.41	49.39
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	6.58	8.55	9.10
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	18.79	28.19	35.45

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	32.62	42.40	46.38
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.01	7.81	8.54
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	17.17	25.75	33.29

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	14.52	18.88	16.98
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.68	3.48	3.13
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	7.64	11.46	12.19

- 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)	43.49	56.54	61.84
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	55.18	71.74	64.53
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	12.02	15.62	17.09
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	34.33	51.50	66.57
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	10.17	13.21	11.89
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	29.04	43.57	46.32
MSp =	$\gamma1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c1 \cdot kp^{0.5} + \gamma1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$mp + m$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(fp + f) \cdot (H3 + H2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(vp + v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1.11	1.11	0.99

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + v_p + St_v + S_{qv \text{ perm}} + S_{qv \text{ acc}} \quad 312.45 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f + f_p \quad 75.96 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.92} \quad > \quad \mathbf{1.1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{St2} + M_{fext3} + M_{Sq2} \quad 636.31 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St1} + M_{Sq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 145.50 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{4.37} \quad > \quad \mathbf{1.15}}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{qv} (+ S_{ovr \text{ acc}}) \quad N_{min} \quad N_{max} \quad 312.45 \quad 402.45 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 75.96 \quad 75.96 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 575.50 \quad 782.50 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 18.15 \quad -17.85 \quad (\text{kNm/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	34 di 73

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'Nc'ic + q_0'Nq'iq + 0,5\gamma_1' * B * N\gamma'iy$$

$c1'$	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kPa)
$\phi 1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
$\gamma 1$	peso unità di volume terreno fondaz.	9.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d * H2'$	sovraccarico stabilizzante	9.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.06	-0.04	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.68	3.71	(m)

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

$Nq = tg^2(45 + \phi/2) * e^{(\pi * tg(\phi))}$	(1 in cond. nd)	10.66		(-)
$Nc = (Nq - 1) / tg(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	20.72		(-)
$N\gamma = 2 * (Nq + 1) * tg(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.88		(-)

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

$iq = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.61	0.69	(-)
$ic = iq - (1 - iq) / (Nq - 1)$		0.58	0.65	(-)
$iy = (1 - T / (N + B * c' * cotg(\phi)))^{m+1}$		0.48	0.48	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	205.52	221.17	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	N_{min}	2.42	>	1.4
		N_{max}	2.04	>	

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)	35.70	35.70	44.90
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1+kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^+ - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	10.04	10.04	12.72
Ssq1 perm = $qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	8.17	8.17	10.29
Ssq1 acc = $qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^+$	(kN/m)	7.01	7.01	8.82
- Componente orizzontale condizione sismica +				
Sst1h stat = Sst1 stat * cos δ	(kN/m)	35.70	35.70	44.90
Sst1h sism = Sst1 sism * cos δ	(kN/m)	10.04	10.04	12.72
Ssq1h perm = Ssq1 perm * cos δ	(kN/m)	8.17	8.17	10.29
Ssq1h acc = Ssq1 acc * cos δ	(kN/m)	7.01	7.01	8.82
- 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)	47.60	47.60	59.87
MSst1 sism = Sst1h sism * ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	13.39	13.39	16.96
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)	30.36	30.36	38.24
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)		1.11	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 287.22 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} \quad 78.12 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg}\varphi_1' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.71} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} + M_{Sst2} + M_{Ssq2} + M_{Ps v} + M_{pts v} \quad 531.47 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst1} + M_{Ssq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps h} + M_{pts h} \quad 147.71 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.60} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	37 di 73

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} + (Sovr\ acc)$	287.22	305.22	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T =	$S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	78.12		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM =	$\sum M$	464.42	505.82	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M =	$X_c * N - MM$	81.30	74.10	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kN/mq)
ϕ'	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	9.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.28	0.24	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.23	3.31	(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)	0.57	0.59	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.53	0.55	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^* c' \cotg \phi'))^{m+1}$		0.43	0.44	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	178.63	184.84	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} * B^* / N$	Nmin	2.01	>	1.4
		Nmax	2.01	>	

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)	35.70	35.70	44.90
Sst1 sism =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (1-kv) \cdot (H2+H3+H4+Hd)^2 \cdot kas^- - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	7.61	7.61	9.61
Ssq1 perm =	$qp \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	8.23	8.23	10.36
Ssq1 acc =	$qs \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot kas^-$	(kN/m)	7.06	7.06	8.88
- Componente orizzontale condizione sismica -					
Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	35.70	35.70	44.90
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.61	7.61	9.61
Ssq1h perm =	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	8.23	8.23	10.36
Ssq1h acc =	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	7.06	7.06	8.88
- 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)	47.60	47.60	59.87
MSst1 sism =	$Sst1h \text{ sism} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)$	(kNm/m)	10.15	10.15	12.82
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)	30.59	30.59	38.49
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)	1.11

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + \varphi_p + \varphi_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad 270.03 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + \varphi_p + \varphi_s + P_s h + P_{tsh} \quad 75.80 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tg} \varphi_1' \quad 0.47 \quad (-)$$

$$F_s = (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{1.66} \quad > \quad \mathbf{1.1}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} + \mathbf{M_{Sst2}} + \mathbf{M_{Ssq2}} + M_{Ps v} + M_{pts v} \quad 531.47 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst1} + M_{Ssq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps h} + M_{pts h} \quad 143.83 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_r = M_s / M_r \quad \mathbf{3.70} \quad > \quad \mathbf{1.15}$$

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + \varphi_p + \varphi_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv} \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 270.03 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 288.03 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + \varphi_p + \varphi_s + P_s h + P_{tsh} - S_p \quad 75.80 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 431.87 \quad 473.27 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 81.19 \quad 73.99 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kN/mq)
$\phi I'$	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	9.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.30	0.26	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.20	3.29	(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)

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^m$	(1 in cond. nd)	0.56	0.59	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.52	0.54	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \text{cotg}(\phi)))^{m+1}$		0.42	0.42	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	174.15	180.83	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	$F = q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	2.06	>	1.4
		Nmax	2.06	>	

9.1.2 Scelta delle armature

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

9.1.2.1 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	50.00
Copriferro min (dist. min tra bordo sezione ed asse delle armature)	c_{min}	cm	6.40
Altezza utile della sezione	$d = h - c$	cm	43.60
Spille di collegamento	spille	==>	4Φ8/mq
<i>Armatura minima scelta per flessione:</i> Piastra a portanza unidirezionale			
Armatura di forza	Armature:	==>	Φ 16/250
	A_{s1}	cm ²	8.04
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	$A_{smin 1} = (0.0013 b_t d)$	cm ²	5.67
Area minima 2 in zona tesa	$A_{smin 2} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_y) \times b_t d$	cm ²	7.81
Area minima richiesta in zona tesa	$A_{smin} = \max(A_{smin 1}; A_{smin 2})$	cm ²	7.81
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	8.04
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	-	-	1.03
			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		0.86
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	5000.00
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	7.38
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	8.04
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	As1 / Asmin > 1	-	1.09

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	42 di 73

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: - **Φ16/250**

Secondo strato: **Φ20/250**

Area minima richiesta in zona tesa

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).

A_{sd} cm² 20.61

$A_{smin} = 0.2 \times A_{sd}$ cm² 4.12

Armatura minima di ripartizione scelta ==> Φ12/150

cm² 7.54

Armatura scelta lato di forza in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - 1.83

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 0.86

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 5000.00

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 7.38

Area minima scelta in zona tesa

A_{s1} cm² 7.54

Armatura (zona tesa) scelta in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - 1.02

Area minima scelta in zona compressa

A_{s2} cm² Φ12/150

Armatura (zona compressa) scelta in accordo alle vigenti norme

As2 / Asmin > 1 - 1.02

ARMATURA MINIMA IN COMPRESSIONE

Almeno 25% armatura tesa di progetto

Area minima in zona compressa

$A'_{s,min}$ cm² **5.15**

Area minima scelta in zona compressa

A'_s - **Φ16/250**

Armatura minima in zona compressa

A'_{s1} cm² 8.04

Armatura minima > armatura da ritiro

As1 / Asmin >= 1 - 1.56

As1 / Asmin >= 1 - 1.07

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	43 di 73

9.1.2.2 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	65.00
Copriferro min (dist. min tra bordo sezione ed asse delle armature)	c_{min}	cm	6.40
Altezza utile della sezione	$d = h - c$	cm	58.60
Spille di collegamento	spille	==>	9Φ8/mq
<i>Armatura minima scelta per flessione:</i> Piastra a portanza unidirezionale			
Armatura di forza	Armature:	==>	Φ16/125
	A_{s1}	cm ²	16.08
Armatura di ripartizione	Armature:	==>	Φ12/125
	A_{s1}	cm ²	9.05

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	7.62
Area minima 2 in zona tesa	$A_{smin 2} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_y) \times b_t d$	cm ²	10.49
Area minima richiesta in zona tesa	$A_{smin} = \max (A_{smin 1}; A_{smin 2})$	cm ²	10.49
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	16.08
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	-		1.53

ok

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: - **Φ16/250**
Secondo strato: **Φ16/250**

Area minima richiesta in zona tesa

A_{sd} cm² 16.08

 $A_{smin} = 0.2 \times A_{sd}$ cm² 3.22

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 **Φ12/125**
9.05

Armatura scelta lato di forza in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **2.81**

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 0.76

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 6500.00

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 8.42

Area minima scelta in zona tesa

A_{s1} cm² 9.05

Armatura (zona tesa) scelta in accordo alle vigenti norme

As1 / Asmin > 1 - **1.07**

Area minima scelta in zona compressa

A_{s2} cm² Φ12/125

Armatura (zona compressa) scelta in accordo alle vigenti norme

As2 / Asmin > 1 - **1.07**

ARMATURA MINIMA IN COMPRESSIONE

Almeno 25% armatura tesa di progetto

Area minima in zona compressa

$A'_{s,min}$ cm² **4.02**

Area minima scelta in zona compressa

A'_s - **Φ16/250**

Armatura minima compressa in accordo alle vigenti norme

A'_{s} cm² 8.04

As1 / Asmin >= 1 **2.00**

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	47.50
Copriferro min (dist. min tra bordo sezione ed asse delle armature)	c_{min}	cm	6.40
Altezza utile della sezione	$d = h - c$	cm	41.10
Spille di collegamento	spille	==>	9Φ8/mq
<i>Armatura minima scelta per flessione:</i> Piastra a portanza unidirezionale			
Armatura di forza	Armature:	==>	Φ16/250
	A_{s1}	cm ²	8.04
Armatura di ripartizione	Armature:	==>	Φ12/125
	A_{s1}	cm ²	9.05

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	5.34
Area minima 2 in zona tesa	$A_{smin 2} = 0.26 \times (f_{ctm} / f_y) \times b_t d$	cm ²	7.36
Area minima richiesta in zona tesa	$A_{smin} = \max (A_{smin 1}; A_{smin 2})$	cm ²	7.36
Area minima scelta in zona tesa	A_{s1}	cm ²	8.04
Armatura minima per lato scelta in accordo alle vigenti norme	-		1.09

ok

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO
 (NV23)

COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	46 di 73

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: - **Φ16/250**
 Secondo strato:

Area minima richiesta in zona tesa

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).

 A_{sd} cm² 8.04

 $A_{smin} = 0.2 \times A_{sd}$ cm² 1.61

Armatura minima di ripartizione scelta ==> **Φ12/125**

 cm² 9.05

Armatura scelta lato di forza in accordo alle vigenti norme
As1 / Asmin > 1 - **5.63**
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 0.88

 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 4750.00

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 7.15

Area minima scelta in zona tesa

 A_{s1} cm² 9.05

Armatura (zona tesa) scelta in accordo alle vigenti norme
As1 / Asmin > 1 - **1.26**

Area minima scelta in zona compressa

 A_{s2} cm² 9.05

Armatura (zona compressa) scelta in accordo alle vigenti norme
As2 / Asmin > 1 - **1.26**
ARMATURA MINIMA IN COMPRESSIONE
Almeno 25% armatura tesa di progetto

Area minima in zona compressa

 $A'_{s,min}$ cm² **2.01**

Area minima scelta in zona compressa

 A'_s - **Φ16/250**
Armatura minima compressa in accordo alle vigenti norme
 A'_{s} cm² 8.04

As1 / Asmin >= 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.	50	Φ16/250	4Φ8/mq	Φ16/250+Φ20/250	Φ16/250	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	65	Φ16/125	9Φ8/mq	Φ16/250+Φ16/250	Φ16/250	Φ12/125	Φ12/125	9Φ8/mq

9.1.3 Condizioni di carico SLU ed SLV – Verifiche strutturali

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

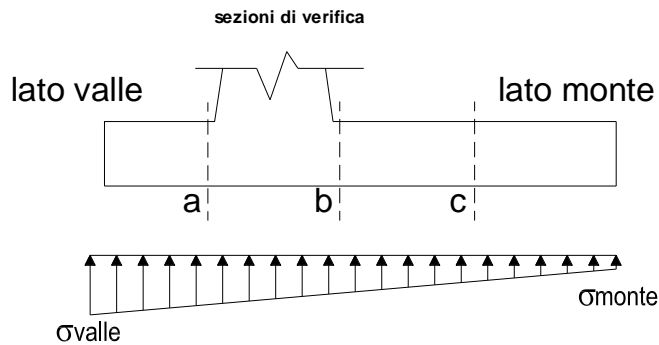
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.41 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	312.45	18.15	89.76	74.68
	402.45	-17.85	98.49	113.32
sisma+	287.22	81.30	109.37	41.80
	305.22	74.10	111.11	49.53
sisma-	270.03	81.19	104.80	37.33
	288.03	73.99	106.54	45.05



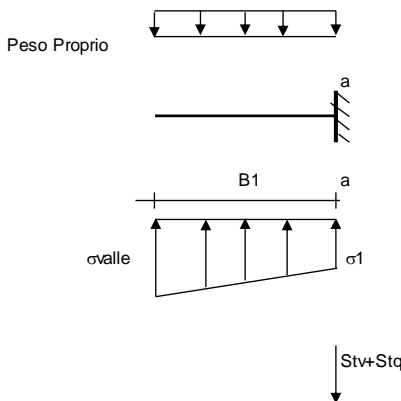
Mensola Lato Valle

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

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	89.76	87.78	9.58	38.14
	98.49	100.44	10.83	43.48
sisma+	109.37	100.48	11.69	48.24
	111.11	103.01	11.99	49.11
sisma-	104.80	95.92	11.22	45.95
	106.54	98.45	11.42	46.83



Mensola Lato Monte

$$PP = 12.50 \quad (kN/m^2)$$

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

peso proprio soletta fondazione

peso proprio dente

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

$$p_{vb} = 66.50 \quad 96.50 \quad 72.50 \quad (kN/m^2)$$

$$p_{vb} = 66.50 \quad 96.50 \quad 72.50 \quad (kN/m^2)$$

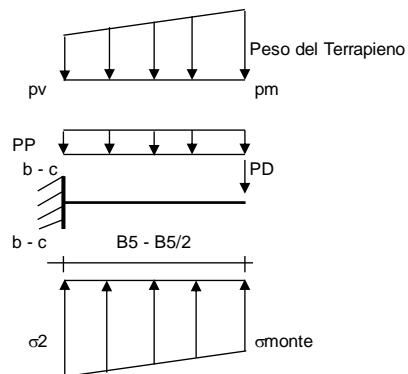
$$p_{vc} = 66.50 \quad 96.50 \quad 72.50 \quad (kN/m^2)$$

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

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

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

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



RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)

COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	48 di 73

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	74.68	85.20	-92.48	-31.33	79.94	-47.06	-36.06
	113.32	102.98	-86.55	-36.07	108.15	-42.53	-31.52
sisma+	41.80	88.92	-84.07	-42.64	65.36	-27.91	-36.93
	49.53	92.48	-83.54	-44.08	71.00	-27.17	-36.27
sisma-	37.33	84.38	-82.65	-41.60	60.85	-27.55	-36.38
	45.05	87.93	-80.81	-42.05	66.49	-26.48	-35.23

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

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

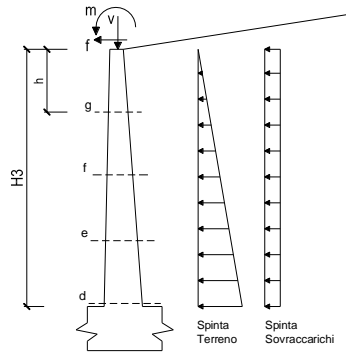
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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


condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	37.87	51.39	0.00	89.26	1.70	41.56	43.26
e-e	2.63	15.98	28.91	0.00	44.89	1.70	28.30	30.00
f-f	1.75	4.73	12.85	0.00	17.58	1.70	16.95	18.65
g-g	0.88	0.59	3.21	0.00	3.80	1.70	7.52	9.22

sezione	h	Vt	Vq	Vext	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	32.46	29.37	0.00	61.83
e-e	2.63	18.26	22.02	0.00	40.29
f-f	1.75	8.12	14.68	0.00	22.80
g-g	0.88	2.03	7.34	0.00	9.37

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	29.13	8.97	23.24	0.00	3.96	65.31	1.70	42.85	44.55
e-e	2.63	12.29	3.78	13.07	0.00	2.07	31.22	1.70	29.18	30.88
f-f	1.75	3.64	1.12	5.81	0.00	0.85	11.43	1.70	17.48	19.18
g-g	0.88	0.46	0.14	1.45	0.00	0.20	2.24	1.70	7.75	9.45

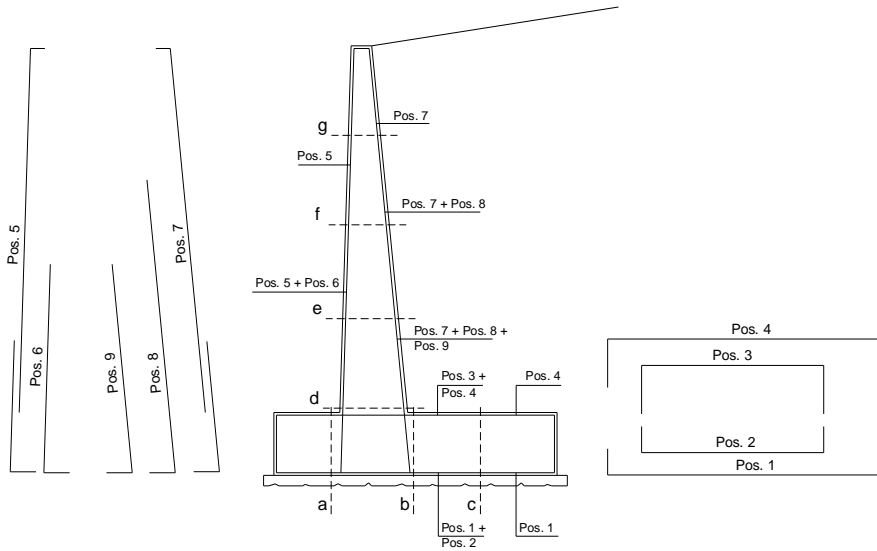
sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	24.97	7.69	13.28	0.00	2.58	48.52
e-e	2.63	14.05	4.33	9.96	0.00	1.76	30.09
f-f	1.75	6.24	1.92	6.64	0.00	1.05	15.86
g-g	0.88	1.56	0.48	3.32	0.00	0.47	5.83

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	29.13	6.80	23.42	0.00	3.96	63.31	1.70	40.27	41.97
e-e	2.63	12.29	2.87	13.17	0.00	2.07	30.40	1.70	27.42	29.12
f-f	1.75	3.64	0.85	5.85	0.00	0.85	11.20	1.70	16.43	18.13
g-g	0.88	0.46	0.11	1.46	0.00	0.20	2.22	1.70	7.29	8.99

sezione	h	Vt stat	Vt sism	Vq	Vext	Vinerzia	Vtot
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	24.97	5.83	13.38	0.00	2.58	46.76
e-e	2.63	14.05	3.28	10.04	0.00	1.76	29.12
f-f	1.75	6.24	1.46	6.69	0.00	1.05	15.44
g-g	0.88	1.56	0.36	3.35	0.00	0.47	5.74

SCHEMA DELLE ARMATURE

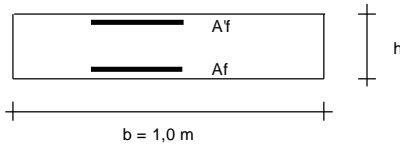


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	4.0	16	☐	5	4.0	16	☐
2	4.0	16	☐	6	4.0	16	☐
3	4.0	16	☐	7	4.0	16	☐
4	4.0	20	☐	8	4.0	16	☐
				9	4.0	16	☐

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	11.99	0.00	0.50	8.04	20.61	148.78	12.41	sezione verificata
b - b	-92.48	0.00	0.50	20.61	8.04	318.84	3.45	sezione verificata
c - c	-47.06	0.00	0.50	12.57	8.04	207.51	4.41	sezione verificata
d - d	89.26	43.26	0.65	16.08	8.04	362.69	4.06	sezione verificata
e - e	44.89	30.00	0.56	16.08	8.04	302.85	6.75	sezione verificata
f - f	17.58	18.65	0.48	8.04	8.04	139.65	7.94	sezione verificata
g - g	3.80	9.22	0.39	8.04	8.04	110.06	28.94	sezione verificata

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{Rd}	σ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	49.11	0.50	182.70	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
b - b	44.08	0.50	213.30	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
c - c	36.93	0.50	182.70	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
d - d	61.83	0.65	233.05	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
e - e	40.29	0.56	213.80	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
f - f	22.80	0.48	178.07	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
g - g	9.37	0.39	149.57	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

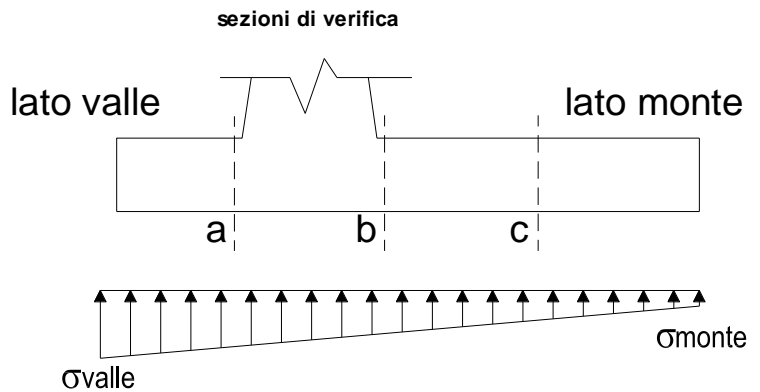
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.41 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Rara	303.47	15.92	86.47	73.25
	363.47	-8.08	92.29	99.01
Q.P.	298.11	-12.47	73.27	83.63
	316.11	-19.67	75.01	91.36

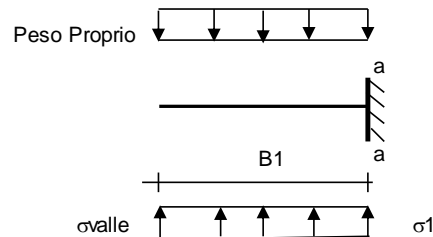


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	86.47	84.73	9.17
	92.29	93.17	10.01
Q.P.	73.27	74.63	7.65
	75.01	77.16	7.90



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione

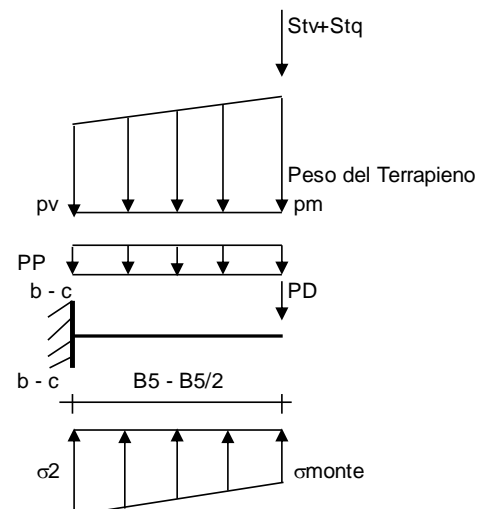
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Rara	N max	QP	
pm	=	66.50	86.50	72.50	(kN/m ²)	
pvb	=	66.50	86.50	72.50	(kN/m ²)	
pvc	=	66.50	86.50	72.50	(kN/m ²)	

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	73.25	82.47	-75.23	77.86	-36.61
	99.01	94.32	-71.28	96.67	-33.59
Q.P.	83.63	76.41	-43.84	80.02	-22.81
	91.36	79.96	-42.65	85.66	-21.91



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

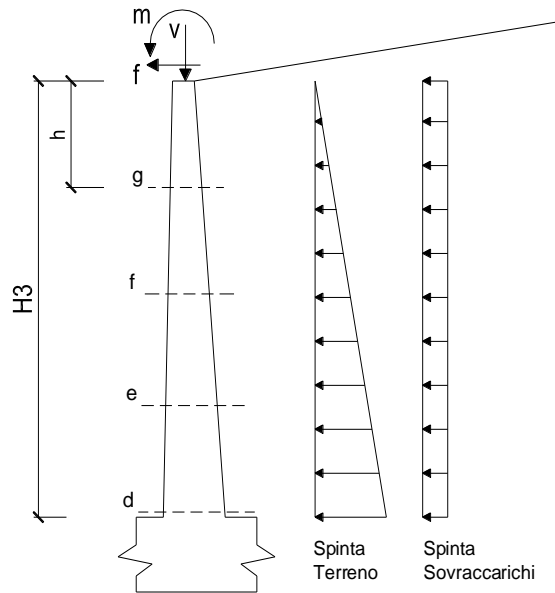
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



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	3.50	29.13	35.49	0.00	64.62	1.70	41.56	43.26
e-e	2.63	12.29	19.96	0.00	32.25	1.70	28.30	30.00
f-f	1.75	3.64	8.87	0.00	12.51	1.70	16.95	18.65
g-g	0.88	0.46	2.22	0.00	2.67	1.70	7.52	9.22

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	10.01	0.00	0.50	8.04	20.61	0.56	32.07	0.065	0.200	sez. verificata
b - b	-75.23	0.00	0.50	20.61	8.04	2.90	97.51	0.118	0.200	sez. verificata
c - c	-36.61	0.00	0.50	12.57	8.04	1.71	76.21	0.129	0.200	sez. verificata
d - d	64.62	43.26	0.65	16.08	8.04	1.54	57.59	0.084	0.200	sez. verificata
e - e	32.25	30.00	0.56	16.08	8.04	0.97	31.40	0.042	0.200	sez. verificata
f - f	12.51	18.65	0.48	8.04	8.04	0.62	23.40	0.043	0.200	sez. verificata
g - g	2.67	9.22	0.39	8.04	8.04	0.15	2.68	0.004	0.200	sez. verificata

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

9.1.4 Condizione di carico SLE – Verifiche a fessurazione

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

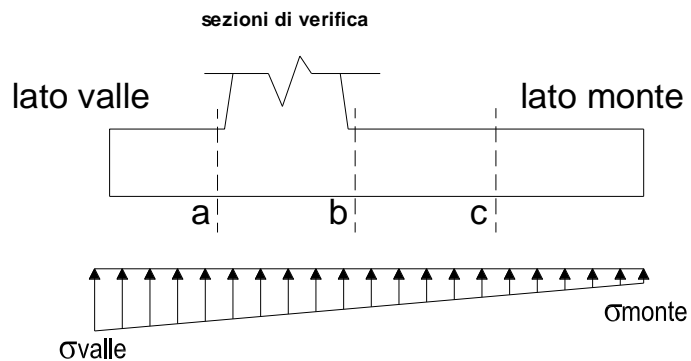
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.41 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Rara	307.27	20.67	89.45	72.27
	367.27	-3.33	95.26	98.03
Q.P.	301.91	-7.72	76.24	82.66
	319.91	-14.92	77.99	90.39

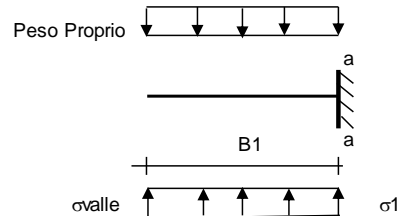


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	89.45	87.19	9.52
	95.26	95.63	10.36
Q.P.	76.24	77.09	8.00
	77.99	79.62	8.25



Mensola Lato Monte

PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione

PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

Nmin N max Rara N max QP

pm = 66.50 86.50 72.50 (kN/m²)

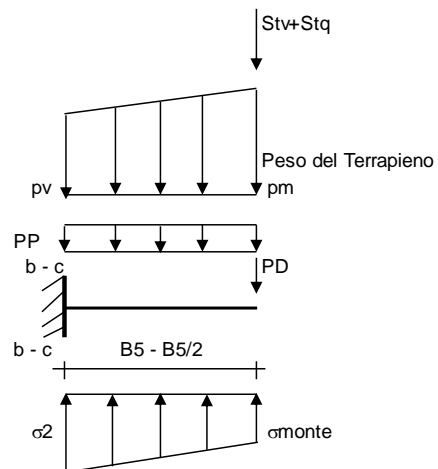
pvb = 66.50 86.50 72.50 (kN/m²)

pvc = 66.50 86.50 72.50 (kN/m²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	72.27	84.25	-75.43	78.26	-37.07
	98.03	96.10	-71.48	97.07	-34.04
Q.P.	82.66	78.18	-44.03	80.42	-23.27
	90.39	81.74	-42.85	86.06	-22.36



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

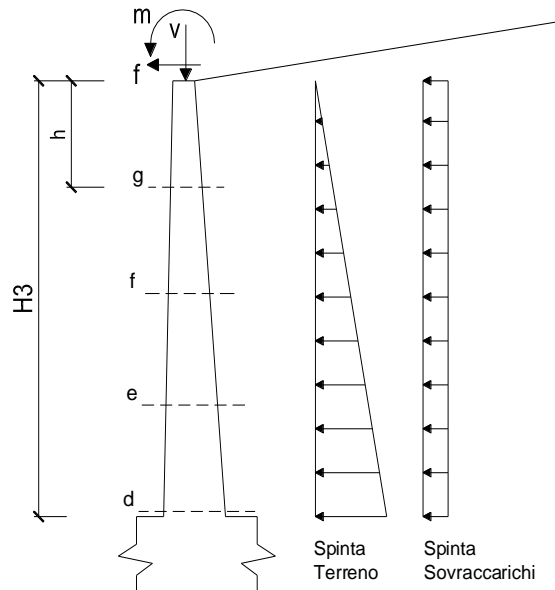
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



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	3.50	29.13	35.49	0.00	64.62	5.50	41.56	47.06
e-e	2.63	12.29	19.96	0.00	32.25	5.50	28.30	33.80
f-f	1.75	3.64	8.87	0.00	12.51	5.50	16.95	22.45
g-g	0.88	0.46	2.22	0.00	2.67	5.50	7.52	13.02

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	10.36	0.00	0.50	8.04	20.61	0.58	33.19	0.067	0.200	sez. verificata
b - b	-75.43	0.00	0.50	20.61	8.04	2.91	97.76	0.118	0.200	sez. verificata
c - c	-37.07	0.00	0.50	12.57	8.04	1.73	77.15	0.131	0.200	sez. verificata
d - d	64.62	47.06	0.65	16.08	8.04	1.68	62.65	0.092	0.200	sez. verificata
e - e	32.25	33.80	0.56	16.08	8.04	1.10	35.37	0.047	0.200	sez. verificata
f - f	12.51	22.45	0.48	8.04	8.04	0.75	28.17	0.052	0.200	sez. verificata
g - g	2.67	13.02	0.39	8.04	8.04	0.21	3.78	0.006	0.200	sez. verificata

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

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

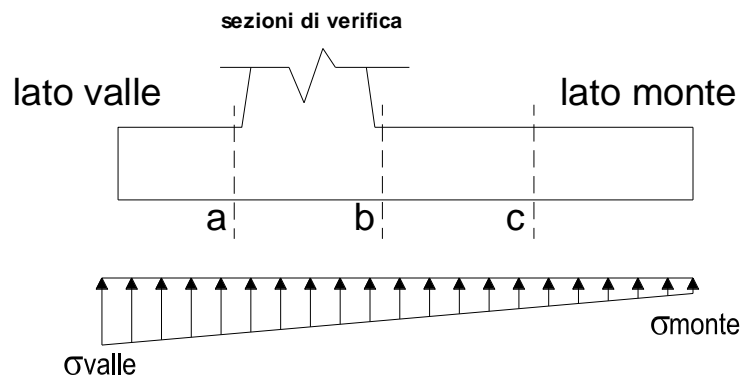
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.41 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Rara	303.47	15.92	86.47	73.25
	363.47	-8.08	92.29	99.01
sisma+	287.22	81.30	109.37	41.80
	305.22	74.10	111.11	49.53
sisma-	270.03	81.19	104.80	37.33
	288.03	73.99	106.54	45.05

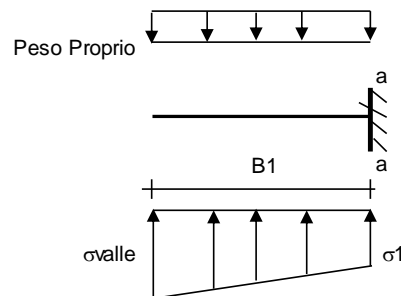


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	86.47	84.73	9.17
	92.29	93.17	10.01
sisma+	109.37	100.48	11.69
	111.11	103.01	11.94
sisma-	104.80	95.92	11.22
	106.54	98.45	11.47



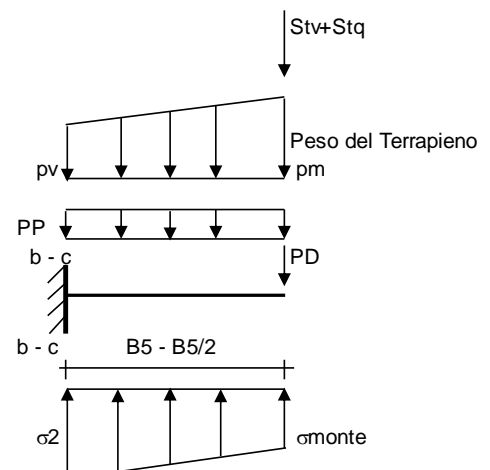
Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	= 66.50	86.50	72.50	(kN/m ²)
pvb	= 66.50	86.50	72.50	(kN/m ²)
pvc	= 66.50	86.50	72.50	(kN/m ²)

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

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



RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO
(NV23)

COMMESSA IABH	LOTTO 00	FASE F	TIPO DOC CL	OPERA MU01 00 001	REV A	FOGLIO 55 di 73
------------------	-------------	-----------	----------------	----------------------	----------	--------------------

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Rara	73.25	82.47	-75.23	77.86	-36.61
	99.01	94.32	-71.28	96.67	-33.59

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

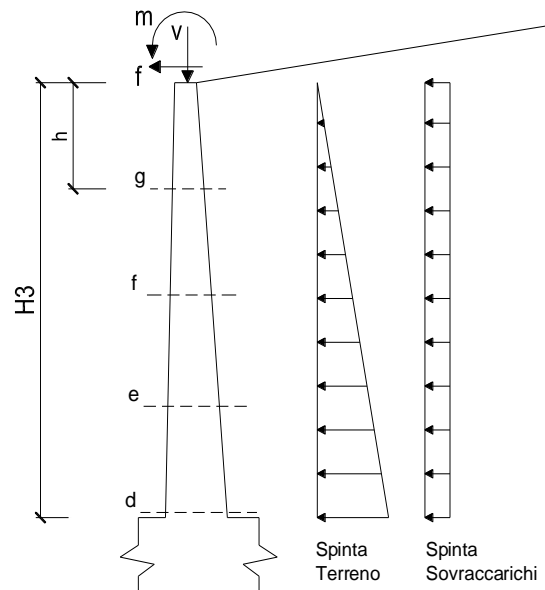
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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



condizione statica 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	3.50	29.13	35.49	0.00	64.62	1.70	41.56	43.26
e-e	2.63	12.29	19.96	0.00	32.25	1.70	28.30	30.00
f-f	1.75	3.64	8.87	0.00	12.51	1.70	16.95	18.65
g-g	0.88	0.46	2.22	0.00	2.67	1.70	7.52	9.22

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	10.01	0.00	0.50	8.04	20.61	0.56	32.07	31.45	10.52	sezione verificata
b - b	-75.23	0.00	0.50	20.61	8.04	2.90	97.51	6.1	3.5	sezione verificata
c - c	-36.61	0.00	0.50	12.57	8.04	1.71	76.21	10.3	4.4	sezione verificata
d - d	64.62	43.26	0.65	16.08	8.04	1.67	63.77	10.5	5.3	sezione verificata
e - e	32.25	30.00	0.56	16.08	8.04	1.10	36.49	16.1	9.2	sezione verificata
f - f	12.51	18.65	0.48	8.04	8.04	0.76	30.50	23.3	11.1	sezione verificata
g - g	2.67	9.22	0.39	8.04	8.04	0.23	5.83	77.2	58	sezione verificata

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

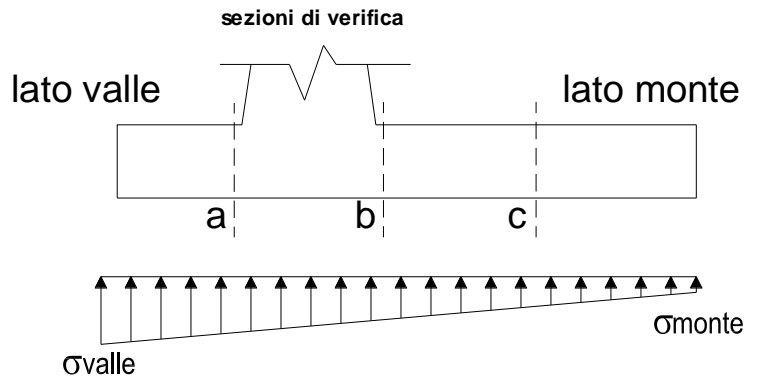
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B^2 = 3.80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.41 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
QP	298.11	-12.47	73.27	83.63
sisma+	316.11	-19.67	75.01	91.36
sisma+	287.22	81.30	109.37	41.80
sisma-	305.22	74.10	111.11	49.53
sisma-	270.03	81.19	104.80	37.33
sisma-	288.03	73.99	106.54	45.05

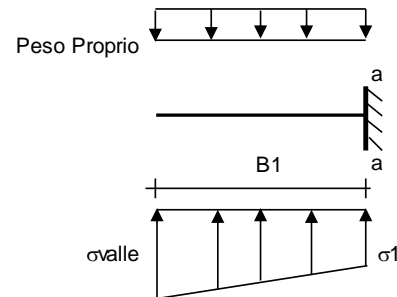


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]
QP	73.27	74.63	7.65
QP	75.01	77.16	7.90
sisma+	109.37	100.48	11.69
sisma+	111.11	103.01	11.94
sisma-	104.80	95.92	11.22
sisma-	106.54	98.45	11.47



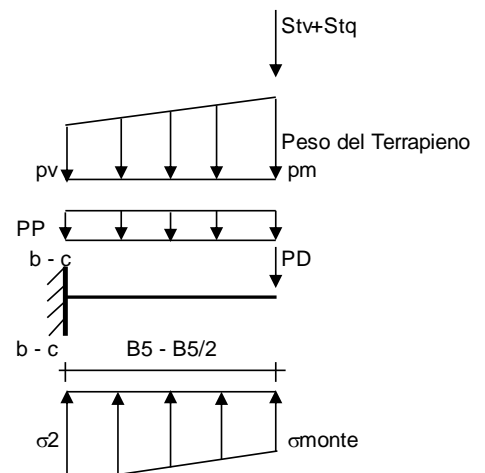
Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max	QP	N max	sism	
pm	= 66.50	72.50	72.50	72.50	(kN/m ²)	
pvb	= 66.50	72.50	72.50	72.50	(kN/m ²)	
pvc	= 66.50	72.50	72.50	72.50	(kN/m ²)	

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
QP	83.63	76.41	-43.84	80.02	-22.81
	91.36	79.96	-42.65	85.66	-21.91

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

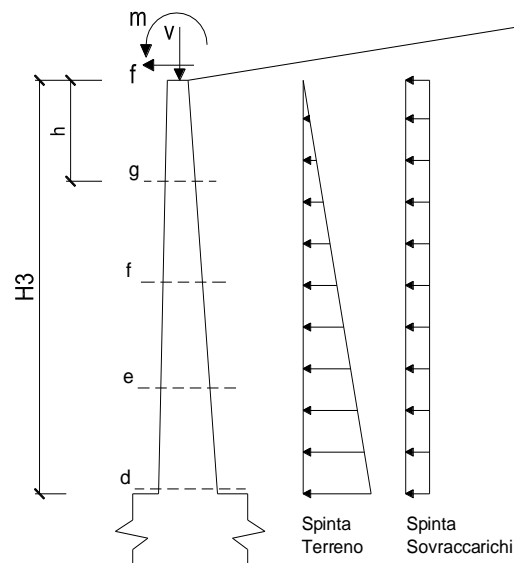
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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



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	3.50	29.13	17.09	0.00	46.22	1.70	41.56	43.26
e-e	2.63	12.29	9.61	0.00	21.90	1.70	28.30	30.00
f-f	1.75	3.64	4.27	0.00	7.91	1.70	16.95	18.65
g-g	0.88	0.46	1.07	0.00	1.52	1.70	7.52	9.22

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	7.90	0.00	0.50	8.04	20.61	0.44	25.32	29.0	sezione verificata
b - b	-43.84	0.00	0.50	20.61	8.04	1.69	56.81	7.6	sezione verificata
c - c	-22.81	0.00	0.50	12.57	8.04	1.07	47.48	12.0	sezione verificata
d - d	46.22	43.26	0.65	16.08	8.04	1.20	42.02	10.7	sezione verificata
e - e	21.90	30.00	0.56	16.08	8.04	0.74	21.98	17.2	sezione verificata
f - f	7.91	18.65	0.48	8.04	8.04	0.46	15.16	27.7	sezione verificata
g - g	1.52	9.22	0.39	8.04	8.04	0.11	1.37	114.1	sezione verificata

9.1.7 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)	26.25	26.25	26.25
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	15.31	15.31	15.31
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	47.50	47.50	47.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	89.06	89.06	89.06
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)					
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	176.23	176.23	176.23
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma')$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma')$	(kN/m)	11.64	11.64	11.64
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	187.86	187.86	187.86
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro					
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	18	18	
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(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)	17.06	17.06	17.06
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 B4)$	(kNm/m)	14.04	14.04	14.04
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	90.25	90.25	90.25
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	121.35	121.35	121.35
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro					
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	436.16	436.16	436.16
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)	12.03	12.03	12.03
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)	448.18	448.18	448.18

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	59 di 73

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat $*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	41.40	41.40
Sovr acc. Sistr $*(B1+B2+B3+1/2*(B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps h =	$Pm*kh$	(kN/m)	5.53
Ps v =	$Pm*kv$	(kN/m)	2.76

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

Ptsh =	$Pt*kh$	(kN/m)	11.66
Ptsv =	$Pt*kv$	(kN/m)	5.83

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

MPs1 h=	$kh*Pm1*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 h=	$kh*Pm2*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	3.67
MPs3 h=	$kh*Pm3*(H2+H3/3)$	(kNm/m)	1.58
MPs4 h=	$kh*Pm4*(H2/2)$	(kNm/m)	0.74
MPs5 h=	$-kh*Pm5*(Hd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs h=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	5.99

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

MPs1 v=	$kv*Pm1*(B1+2/3*B2)$	(kNm/m)	0.00
MPs2 v=	$kv*Pm2*(B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.53
MPs3 v=	$kv*Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.44
MPs4 v=	$kv*Pm4*(B/2)$	(kNm/m)	2.80
MPs5 v=	$kv*Pm5*(B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00
MPs v=	$MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5$	(kNm/m)	3.77

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

MPts1 h=	$kh*Pt1*(H2 + H3/2)$	(kNm/m)	24.61
MPts2 h=	$kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 h=	$kh*Pt3*(H2+H3*2/3)$	(kNm/m)	2.05
MPts h=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	26.66

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

MPts1 v=	$kv*Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)$	(kNm/m)	13.54
MPts2 v=	$kv*Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)$	(kNm/m)	0.00
MPts3 v=	$kv*Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)$	(kNm/m)	0.48
MPts v=	$MPts1 + MPts2 + MPts3$	(kNm/m)	14.02

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)	35.70	35.70	35.70
Sq perm =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	6.58	6.58	6.58
Sq acc =	$q \cdot (H2+H3+H4+Hd) \cdot ka$	(kN/m)	5.64	5.64	5.64

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m)	32.62	32.62	32.62
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	6.01	6.01	6.01
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.15	5.15	5.15

- Componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	(kN/m)	14.52	14.52	14.52
Sqv perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.68	2.68	2.68
Sqv acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m)	2.29	2.29	2.29

- Spinta passiva sul dente

S _p =	$\frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd$	(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)	43.49	43.49	43.49
MSt2 =	$St \cdot B$	(kNm/m)	55.18	55.18	55.18
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	12.02	12.02	12.02
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H2+H3+H4+Hd)/2 - Hd)$	(kNm/m)	10.30	10.30	10.30
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m)	10.17	10.17	10.17
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m)	8.71	8.71	8.71
MSp =	$\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp/3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H2) \cdot Hd^2/2$	(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)	30.00	30.00	30.00
Mfext3 =	$(vp+v) \cdot (B1 + B2 + B3/2)$	(kNm/m)	1.11	1.11	1.11

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + v_p + St_v + S_{q_v \text{ perm}} + S_{q_v \text{ acc}} \quad 298.11 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f + f_p \quad 51.27 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

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

$$\mathbf{F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad \mathbf{2.71} \quad > \quad \mathbf{1}}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{St2} + M_{fext3} + M_{Sq2} \quad 644.70 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St1} + M_{Sq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 105.21 \quad (\text{kNm/m})$$

$$\mathbf{F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad \mathbf{6.13} \quad > \quad \mathbf{1}}$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + S_{q_v} (+ \text{ Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{\min} \\ 298.11 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{\max} \\ 316.11 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 51.27 \quad 51.27 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = \sum M \quad 539.49 \quad 580.89 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - MM \quad 26.93 \quad 19.73 \quad (\text{kNm/m})$$

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	62 di 73

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

Fondazione Nastriforme

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

cu	res. al taglio nd terreno di fondaz.	70.00	(kPa)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00	(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.09	0.06 (m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	3.62	3.68 (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)	1.00	(-)
$N_c = (N_q - 1) / \text{tg}(\varphi)$	(2+ π in cond. nd)	5.14	(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \text{tg}(\varphi)$	(0 in cond. nd)	0.00	(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^m$	(1 in cond. nd)	1.00	1.00	(-)
$i_c = (1 - m \cdot T / (B \cdot cu \cdot N_c))$		0.92	0.92	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cotg(\varphi)))^{m+1}$		- -		(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	350.58	351.01	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	N_{min}	4.26	>	1
		N_{max}	4.08	>	

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

Coefficienti di sicurezza

Statico	<u>Scorrimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
	2.71	6.13	4.08

9.1.8 Condizioni di carico eccezionali – Verifiche strutturali
Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

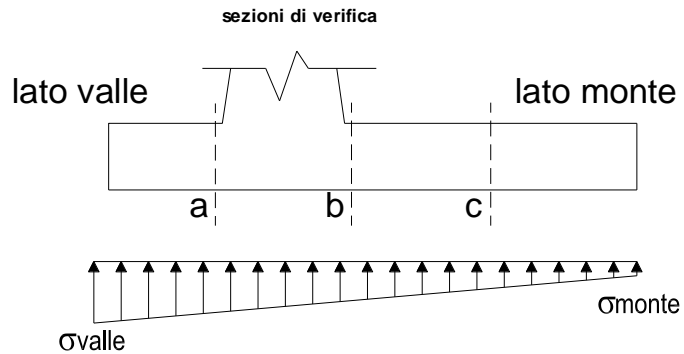
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 3.80 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 2.41 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	298.11	50.53	99.45	57.46
	316.11	43.33	101.19	65.19
sisma+	287.22	130.29	129.72	21.45
	287.22	130.29	129.72	21.45
sisma-	270.03	130.07	125.11	17.01
	270.03	130.07	125.11	17.01



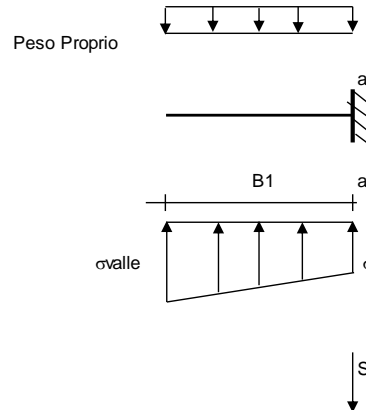
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	99.45	93.92	10.64	42.09
	101.19	96.45	10.89	43.16
sisma+	129.72	115.48	14.01	58.42
	129.72	115.48	14.06	58.42
sisma-	125.11	110.88	13.53	56.11
	125.11	110.88	13.48	56.11



Mensola Lato Monte

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

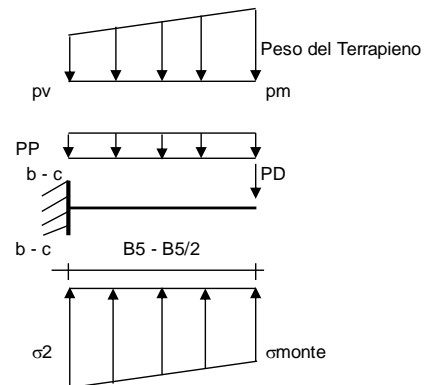
	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	66.50	72.50	66.50	(kN/m ²)
pvb	66.50	72.50	66.50	(kN/m ²)
pvc	66.50	72.50	66.50	(kN/m ²)

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

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

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

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



RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)

COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	64 di 73

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	Vb	σ_{2c}	Mc	Vc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	57.46	86.74	-93.02	-37.78	72.10	-40.45	-38.33
	65.19	90.29	-91.83	-38.73	77.74	-39.54	-37.43
sisma+	21.45	96.95	-122.32	-58.97	59.20	-41.63	-54.50
	21.45	96.95	-122.32	-58.97	59.20	-41.63	-54.50
sisma-	17.01	92.39	-120.81	-57.89	54.70	-41.23	-53.91
	17.01	92.39	-120.81	-57.89	54.70	-41.23	-53.91

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

$$N_{ext} = v$$

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

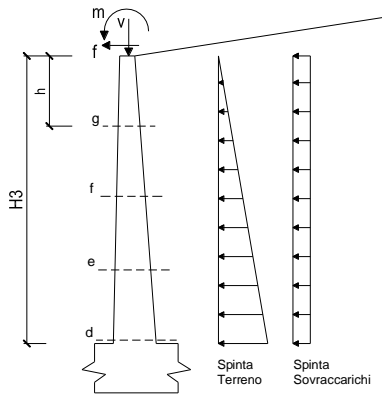
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

$$V_{ext} = f$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	29.13	17.09	57.00	103.22	1.70	41.56	43.26
e-e	2.63	12.29	9.61	46.50	68.40	1.70	28.30	30.00
f-f	1.75	3.64	4.27	36.00	43.91	1.70	16.95	18.65
g-g	0.88	0.46	1.07	25.50	27.02	1.70	7.52	9.22

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.50	24.97	9.76	12.00	46.74
e-e	2.63	14.05	7.32	12.00	33.37
f-f	1.75	6.24	4.88	12.00	23.12
g-g	0.88	1.56	2.44	12.00	16.00

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu	Mu/M
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)	-
a - a	14.06	0.00	0.50	8.04	33.18	194.49	13.83 sezione verificata
b - b	-122.32	0.00	0.50	33.18	8.04	586.54	4.80 sezione verificata
c - c	-41.63	0.00	0.50	25.13	8.04	457.38	10.99 sezione verificata
d - d	111.58	44.55	0.65	16.08	8.04	431.52	3.87 sezione verificata
e - e	71.69	30.88	0.56	16.08	8.04	363.18	5.07 sezione verificata
f - f	44.74	19.18	0.48	8.04	8.04	166.03	3.71 sezione verificata
g - g	27.07	9.45	0.39	8.04	8.04	131.91	4.87 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	58.42	0.50	233.81	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
b - b	58.97	0.50	374.97	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
c - c	54.50	0.50	341.83	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
d - d	54.39	0.65	346.67	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
e - e	37.49	0.56	318.88	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
f - f	24.79	0.48	230.22	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria
g - g	16.30	0.39	204.73	-	-	-	21.8	-	Armatura a taglio non necessaria

9.1.9 Verifica di stabilità globale

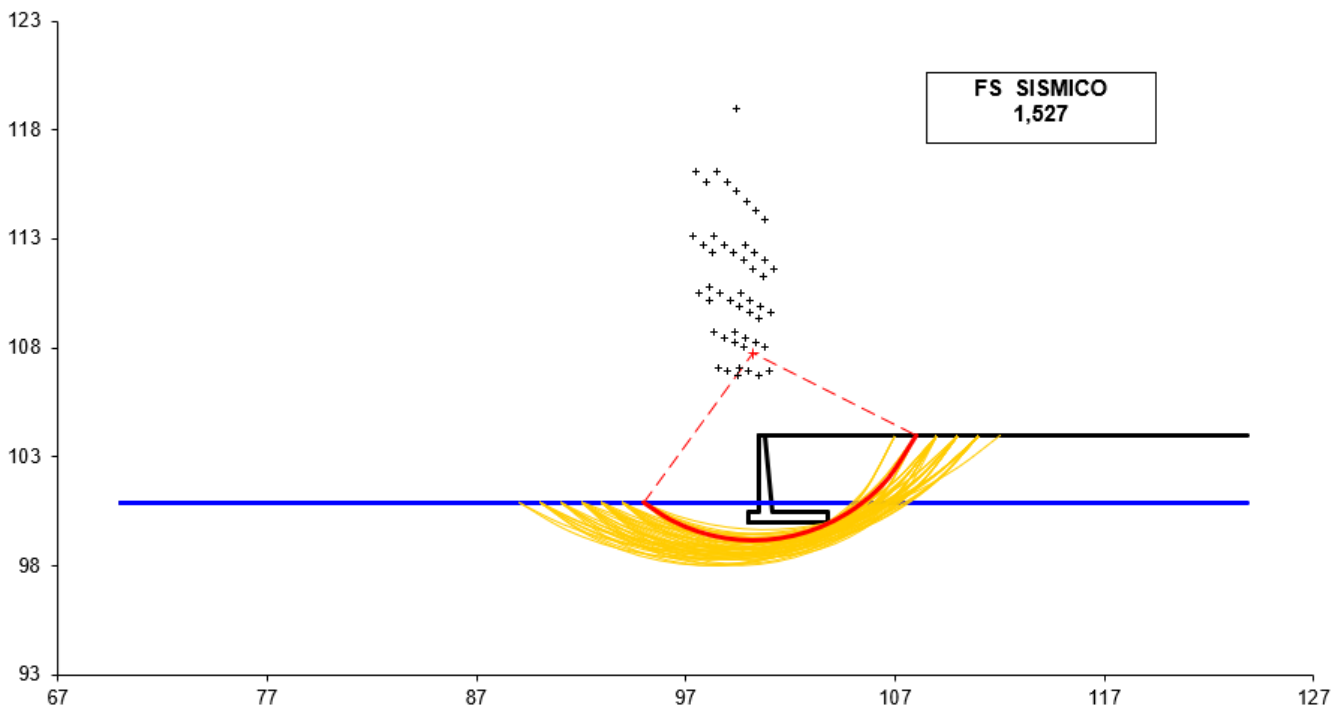
Per la verifica di stabilità globale è stato assimilato tutto il complesso muro-terreno ad un pendio. Esso deve essere al sicuro da fenomeni d'instabilità che in genere si sviluppano su superfici di scorrimento assimilabili a circonferenze.

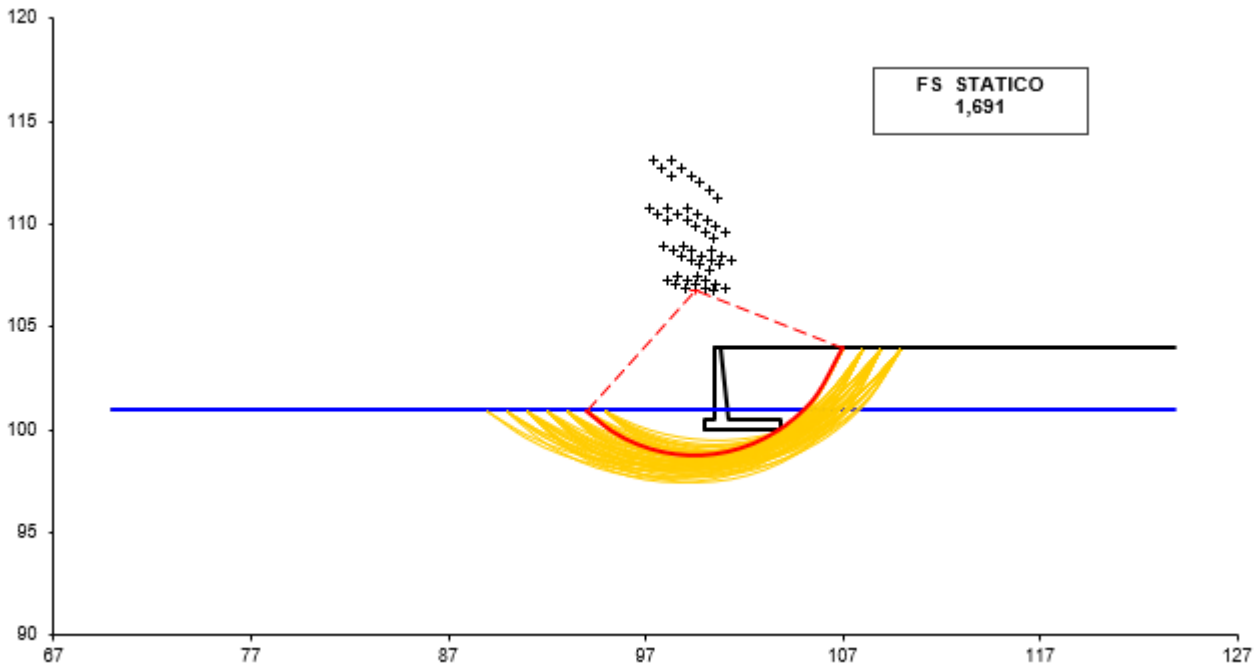
Sono state ipotizzate varie superfici di scorrimento in modo da interessare tutta la parte di terreno potenzialmente soggetta ad instabilità. Sono state escluse le superfici che intercettano il muro, i pali e i tiranti. Per ognuna di esse sono state calcolate le forze motrici e le forze resistenti.

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 → $FS = 1.691 \geq R2 (= 1.10)$
- Condizione sismica → $FS = 1.527 \geq 1$

Pertanto, la verifica può ritenersi soddisfatta.

10 INCIDENZE

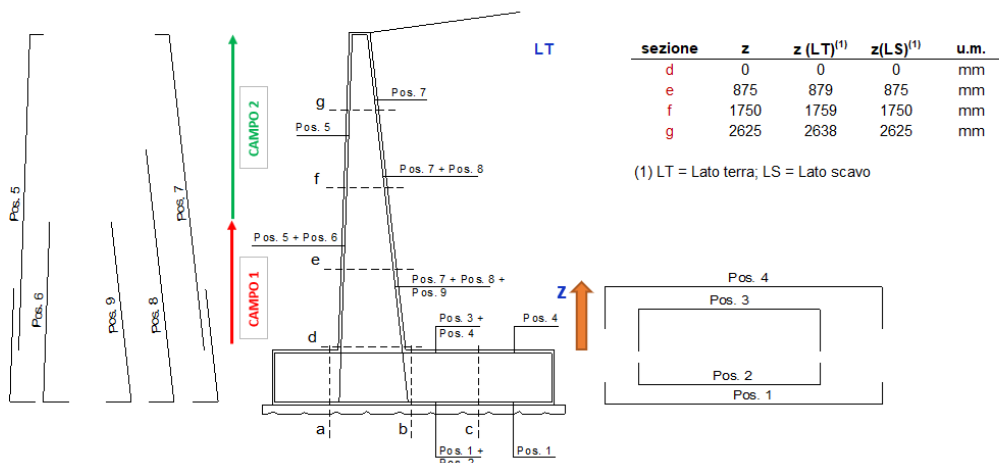
Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
Peso specifico acciaio	γ_s	7850	kg/m ³
Peso specifico calcestruzzo	γ_c	2500	kg/m ³

Tipologia opera di sostegno

Muro a mensola

Geometria FONDAZIONE	var.	valore	u.m.
Spessore fondazione	H2	500	mm
Larghezza fondazione	B	3800	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	1.9	m ²
Volume fondazione (per 1 ml di muro)	V_F	1.9	m³

Geometria PARAMENTO	var.	valore	u.m.
Altezza min paramento	H _{3,min}	3500	mm
Altezza max paramento	H _{3,max}	3500	mm
Altezza media paramento	H3	3500	mm
Spessore testa paramento	B3	300	mm
Altezza parapetto testa muro	H _p	0	mm
Pendenza paramento lato terra	i _T	0.1	-
Pendenza paramento lato scavo	i _S	0	-
	B2	0	mm
	B4	350	mm
Spessore base paramento	B _P	650	mm
Lunghezza tot. paramento (dist. fra giunti)	L _{tot}	10000	mm
Area totale paramento (per 1 ml di muro)	A _P	1662500	mm ²
Volume paramento (per 1 ml di muro)	V_{PAR}	1.66	m³



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	16	mm
1°	passo	s	250	mm
STRATO	lunghezza totale barra	L	5268	mm
	Quantità di armatura al ml	V_{s1}	33.3	kg
Quantità totale di armatura in 1ml		$V_{s,LT}$	33	kg

Armatura di forza (superiore) lato scavo
Esterna

	diametro	\varnothing	20	mm
1°	passo	s	250	mm
STRATO	lunghezza totale barra	L	5668	mm
	Quantità di armatura al ml	V_{s1}	55.9	kg
	diametro	\varnothing	16	mm
2°	passo	s	250	mm
STRATO	lunghezza totale barra	L	3434	mm
	Quantità di armatura al ml	V_{s2}	21.7	kg
Quantità totale di armatura in 1ml		$V_{s,LS}$	78	kg

Ferri d'attesa lato terra
Esterna

	DESCRIZIONE	VAR.	VALORE	U.M.
	diametro	\varnothing	16	mm
	passo	s	250	mm
1°	sezione da garantire	-	d	-
STRATO	lunghezza totale barra	L	1242	mm
	Quantità di armatura al ml	V_{s1}	8	kg
	diametro	\varnothing	16	mm
	passo	s	250	mm
2°	sezione da garantire	-	d	-
STRATO	lunghezza totale barra	L	1242	mm
	Quantità di armatura al ml	V_{s2}	8	kg
Quantità totale di armatura in 1ml		$V_{s,LT}$	16	kg

Ferri d'attesa lato scavo
Esterna

	DESCRIZIONE	VAR.	VALORE	U.M.
	diametro	\varnothing	16	mm
	passo	s	250	mm
1°	sezione da garantire	-	d	-
STRATO	lunghezza totale barra	L	1230	mm
	Quantità di armatura al ml	V_{s1}	8	kg
Quantità totale di armatura in 1ml		$V_{s,LT}$	8	kg

Armatura di ripartizione (inferiore) lato terra Interna

diametro	\emptyset	12	mm
passo	s	150	mm
num. di barre	n_T	25	-
Incremento di lungh. per sovrapposizione	L_{add}	1800	mm
Incremento di vol. per sovrapposizione	$V_{sr,add}$	509	mm ³ /ml
Quantità totale di armatura in 1ml	$V_{sr,LT}$	22	kg

Armatura di ripartizione (superiore) lato scavo Interna

diametro	\emptyset	12	mm
passo	s	150	mm
num. di barre	n_T	21	-
Incremento di lungh. per sovrapposizione	L_{add}	1800	mm
Incremento di vol. per sovrapposizione	$V_{sr,add}$	428	mm ³ /ml
Quantità totale di armatura in 1ml	$V_{sr,LS}$	19	kg

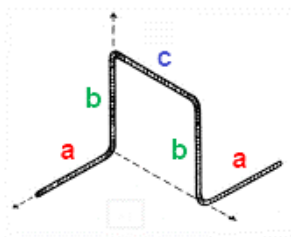
Armatura di bordo

diametro	\emptyset	16	mm
num. di barre in sezione trasversale	n_B	2	-
Incremento di lungh. per sovrapposizione	L_{add}	10600	mm
Incremento di vol. per sovrapposizione	$V_{sb,add}$	213	mm ³ /ml
Quantità totale di armatura in 1ml	V_{sb}	3	kg

Armatura a taglio

diametro spille	\emptyset	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}	13	-
Lunghezza ancoraggio spilla	$L_{a,sp}$	100	mm
Lunghezza spilla	L_{sp}	600	mm ²
Quantità totale spille in 1ml	V_{sp}	3	kg

Cavallotti



\emptyset	16	mm
a	250	mm
b	308	mm
c	600	mm
A_{ca}	201.06	mm ²
passo in x	1000	mm
passo in y	1000	mm
n_{ca}/mq	1	-
n_{ca}/ml	4	-
L_{ca}	1716	mm
V_{ca}	11	kg

INCIDENZA FONDAZIONE

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
Volume tot. arm. in un ml di fondazione	$V_{F,tot}$	192.2	kg
Volume calcestruzzo fondazione	V_F	2	m ³
INCIDENZA	i_{FOND}	101	kg/m³

ARMATURA PARAMENTO

	var.	valore	u.m.
Copriferro	c	50	mm
Ancoraggio (moltiplicatore diametro)	\varnothing_{anch}	50	-
Sovrapposizione (moltiplicatore diametro)	$\varnothing_{ov\ erlap}$	50	-

Armatura di forza lato terra

Interna

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
1° STRATO diametro	\varnothing	16	mm
passo	s	250	mm
lunghezza totale barra	L	3431.5	mm
Quantità di armatura al ml	V_{s1}	21.66	kg
2° STRATO diametro	\varnothing	16	mm
passo	s	250	mm
sezione da garantire	-	e	-
lunghezza totale barra	L	1679.4	mm
Quantità di armatura al ml	V_{s2}	10.60	kg
Area totale di armatura al ml	$V_{s,LT}$	32	kg

Armatura di forza lato scavo

Interna

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
1° STRATO diametro	\varnothing	16	mm
passo	s	250	mm
lunghezza totale barra	L	3414	mm
Quantità di armatura al ml	V_{s1}	22	kg
Quantità totale di armatura in 1ml	$V_{s,LS}$	22	kg

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO (NV23)	COMMESSA	LOTTO	FASE	TIPO DOC	OPERA	REV	FOGLIO
	IABH	00	F	CL	MU01 00 001	A	71 di 73

Armatura di ripartizione lato terra - CAMPO 1			Esterna
diametro	∅	12	mm
passo	s	125	mm
Estensione CAMPO 1	Z ₁	3500	mm
Altezza min paramento	H _{P,min}	3500	mm
Altezza max paramento	H _{P,max}	3500	mm
num. di barre a lunghezza cost.	n _{LT,cost}	28	-
Incremento di vol. per sovrapposizione	V _{sr,add}	214757	mm ³ /ml
Quantità di armatura in 1ml	V _{sr,LT}	27	kg

Armatura di ripartizione lato scavo - CAMPO 1			Esterna
diametro	∅	12	mm
passo	s	125	mm
Estensione CAMPO 1	Z ₁	3500	mm
Altezza min paramento	H _{P,min}	3500	mm
Altezza max paramento	H _{P,max}	3500	mm
num. di barre a lunghezza cost.	n _{LS,cost}	28	-
Incremento di vol. per sovrapposizione	V _{sr,add}	190	mm ³ /ml
Quantità di armatura in 1ml	V _{sr,LS}	25	kg

Forchette testa paramento			
diametro	∅	12	mm
passo	s	250	mm
lunghezza totale barra	L	1772	mm
Quantità di armatura in 1ml	V _{sf}	6	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}	28	-
Lunghezza ancoraggio spilla	L _{a,sp}	100	mm
sezione da garantire	-	H3	mm
Estensione campo 1 (da base paramento)	h _{campo 1}	3500	mm
Lunghezza media spilla	L _{sp}	575	mm ²
Quantità totale spille in 1ml	V _{sp,1}	6	kg

INCIDENZA PARAMENTO

Descrizione	VAR.	VALORE	U.M.
Peso totale armatura paramento	V _{PAR.}	117.9	kg
Volume calcestruzzo paramento	V _{PAR.}	1.66	m ³
INCIDENZA	i _{PAR}	71	kg/m ³

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.

<i>OPERA: NV23 - D1</i>	u.m.	V_{CLS}	P_{acc}	Incidenza	Incidenza +15%
		[m ³]	[kg]	[kg/m ³]	(val. arrotondato) [kg/m ³]
FONDAZIONE		1.9	192	101	120
PARAMENTO		1.66	118	71	80



LINEA POTENZA-FOGGIA
TRATTA FERROVIARIA ROCCHETTA-POTENZA
AMMODERNAMENTO - ADEGUAMENTO ALLE STI SRT/ENE

RELAZIONE DI CALCOLO OPERE DI SOSTEGNO
(NV23)

COMMESSA
IABH

LOTTO
00

FASE
F

TIPO DOC
CL

OPERA
MU01 00 001

REV
A

FOGLIO
73 di 73

11 CONCLUSIONI

Con la presente relazione si è proceduto al progetto ed alla verifica dei muri di sostegno su fondazione diretta dell'opera NV23. Le verifiche strutturali e geotecniche rispettano le indicazioni delle Normative tecniche di riferimento.