

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE
SEZIONE TRANSFRONTALIERE PARTE IN TERRITORIO ITALIANO
SECTION TRANSFRONTALIERE PARTIE EN TERRITOIRE ITALIEN**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 /LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 04C /CHANTIER DE CONSTRUCTION 04C
SVINCOLO DI CHIOMONTE IN FASE DI CANTIERE
ECHANGEUR DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927**

OPERE D'ARTE

OPERE D'ARTE MINORI

RELAZIONE DI CALCOLO – MURO PIAZZALE SISTEMAZIONE A VERDE

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Prima emissione Première diffusion	P.LESCHE (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
A	29/06/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCHE (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

1	0	4	C	C	1	6	1	6	6	N	V	0	2	W	7
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot	Contratto/Contrat			Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie						

E	C	L	O	C	1	0	2	7	A
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document			Indice Index	

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
INTÉGRATION SPÉCIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO
Albo di Torino
N° 5193 S

SCALA / ÉCHELLE
-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI
Albo di Torino
N° 2736

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	6
2.1 Normative e standard	6
2.2 Documenti di riferimento	7
2.2.1 Elaborati progettuali.....	7
2.2.2 Bibliografia	7
2.3 Software di calcolo	7
3. MATERIALI	8
3.1 Calcestruzzo.....	8
3.2 Acciaio.....	8
3.3 Durabilità dei materiali	8
4. GEOLOGIA E GEOTECNICA.....	10
4.1 Sezione geologica	10
4.1.1 Parametri geotecnici.....	10
4.2 Idrogeologia.....	10
5. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO	11
5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali	11
5.2 Azione sismica.....	12
6. VERIFICHE DI SICUREZZA	14
6.1 Dati geometrici e sui materiali.....	14
6.2 Verifiche globali	16
6.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo	26
6.4 Verifiche a Fessurazione.....	29
6.5 Verifiche Tensionali	32
6.6 Armatura minima - paramento.....	35
6.7 Armatura minima - fondazione.....	35

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 Carpenteria muro di sostegno – Sezione trasversale	4
Figura 2 Armatura muro di sostegno – Sezione trasversale	5

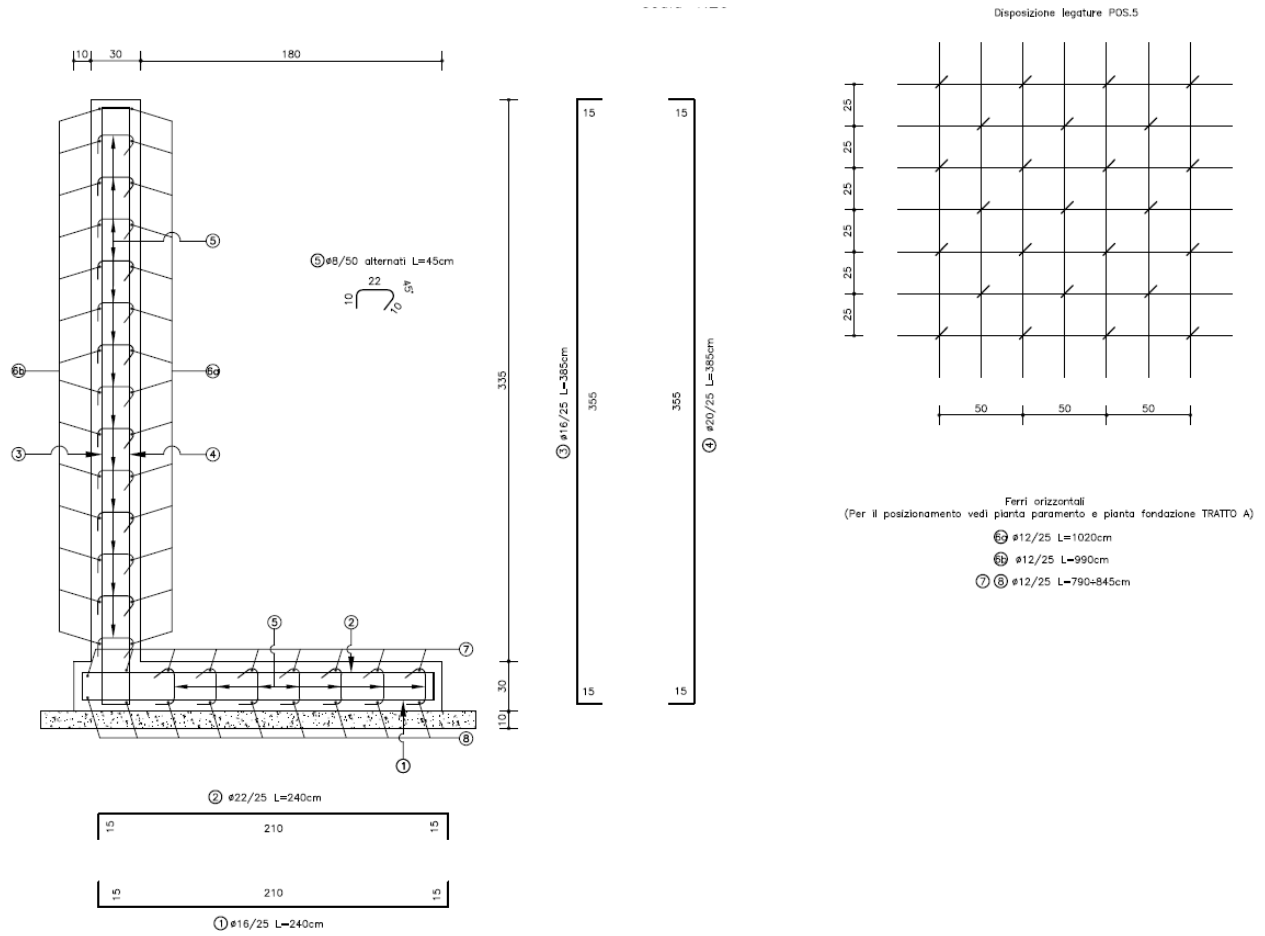


Figura 2 Armatura muro di sostegno – Sezione trasversale

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

- | | | |
|------|--|--|
| [1] | Legge 05/11/1971, n.1086 | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2] | Legge 02/02/1974, n.64 | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche |
| [3] | D.M. 14/01/2008 n. 30 | Norme Tecniche per le costruzioni |
| [4] | Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617 | Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 |
| [5] | UNI EN 1990 | Basis of structural design |
| [6] | UNI EN 1991-1-1 | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads |
| [7] | UNI EN 1991-1-4 | Actions on structures - General actions - Wind actions |
| [8] | UNI EN 1991-1-5 | Actions on structures - General actions - Thermal actions |
| [9] | UNI EN 1992-1-1 | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures |
| [10] | UNI EN 1992-1-2 | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design |
| [11] | UNI EN 1992-2 | Design of concrete structures -Bridges |
| [12] | UNI EN 1993-1-1 | Design of steel structures-
General rules and rules for buildings |
| [13] | UNI EN 1993-1-8 | Design of steel structures-
Design of Joints |
| [14] | UNI EN 1994-1-1 | Design of composite steel and concrete structures –
General rules and rules for buildings |
| [15] | UNI EN 1994-2 | Design of composite steel and concrete structures –
General rules and rules for bridges |
| [16] | UNI EN 1997-1 | Geotechnical design - General rules |
| [17] | UNI EN 1998-1 | Design provisions for earthquake resistance of structures -
General rules, seismic actions and rules for buildings |
| [18] | UNI EN 1998-2 | Design of structures for earthquake resistance - Bridges |
| [19] | UNI EN 1998-5 | Design of structures for earthquake resistance –
Foundations, retaining structures and geotechnical aspects |
| [20] | Presidenza del Consiglio
Superiore dei Lavori Pubblici
– Servizio Tecnico Centrale | Linee guida sul calcestruzzo strutturale |
| [21] | UNI-EN 206-1 | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità |
| [22] | UNI-EN 11104 | Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1 |

- [23] UNI-EN 1537 “Esecuzione di lavori geotecnici speciali.Tiranti di ancoraggio”, Giugno 2002

2.2 Documenti di riferimento

2.2.1 Elaborati progettuali

2.2.2 Bibliografia

- [1] Bustamante M., Doix B., (1985): "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés". Bull. Liaison Labo. P.et Ch. 140, nov-dic 1985.
- [2] Viggiani C. (2000): “Fondazioni”. Ed. CUEN.

2.3 Software di calcolo

- [1] Progetti e calcoli di geotecnica con Excel. Con CD-ROM. Vol. 1: Fondazioni. Pali. Pozzi. **Muri di sostegno**. Pendii in roccia. Marco Mancina, Roberto Nori, Pia Iasello. Editore : DEI. Anno edizione 2010

3. MATERIALI

3.1 Calcestruzzo

Calcestruzzo classe C32/40

Resistenza caratteristica cubica
Resistenza caratteristica cilindrica
Resistenza media cilindrica
Resistenza media a trazione
Resistenza caratteristica a trazione frattile 5%
Resistenza media a trazione
Modulo elastico a compressione medio
Modulo elastico a compressione per verifiche SLE
Modulo elastico a trazione per verifiche SLE
Resistenza a compressione di calcolo
Resistenza a trazione di calcolo
Tensione limite nel cls per combinazione rara
Tensione limite nel cls per combinazione quasi permanente
Condizioni ambientali (classi di esposizione)
Verifiche di apertura delle fessure - Combinazione frequente
Verifiche di apertura delle fessure - Combinazione q. permanente

$R_{ck} =$		40 N/mm^2
$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck}$	$=$	33.20 N/mm^2
$f_{cm} = f_{ck} + 8$	$=$	41.20 N/mm^2
$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3}$	$=$	3.10 N/mm^2
$f_{ctk;0.05} = 0.70 \times f_{ctm}$	$=$	2.17 N/mm^2
$f_{ctm} = 1.20 \times f_{ctm}$	$=$	3.72 N/mm^2
$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3}$	$=$	33643 N/mm^2
$E_c =$	$=$	14000 N/mm^2
$E_{ct} =$	$=$	14000 N/mm^2
$f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c$	$=$	18.81 N/mm^2
$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$	$=$	1.45 N/mm^2
$\sigma_{c,lim} = 0.60 \times f_{ck}$	$=$	19.92 N/mm^2
$\sigma_{c,lim} = 0.45 \times f_{ck}$	$=$	14.94 N/mm^2
Aggressive (XC4 XD1 XS1 XA1 XA2 XF2 XF3)		
$wd < w2$	$=$	0.3 mm
$wd < w1$	$=$	0.2 mm

3.2 Acciaio

Acciaio per barre B450C

Tensione caratteristica di rottura
Tensione caratteristica di snervamento
Modulo elastico
Resistenza di calcolo
Tensione limite nelle barre per combinazione rara

$f_{tk} =$	540 N/mm^2
$f_{yk} =$	450 N/mm^2
$E_s =$	210000 N/mm^2
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	$= 391.30 \text{ N/mm}^2$
$\sigma_{s,lim} = 0.80 \times f_{yk}$	$= 360.00 \text{ N/mm}^2$

3.3 Durabilità dei materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario e precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per i getti della fondazione e del paramento del muro, si deve verificare quanto segue:

Paramento e fondazione muro

CLASSE DI ESPOSIZIONE XC4 –XF2

$$R_{ck,min} = 40 \text{ MPa}$$

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario e precompresso, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Ai fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale c_{nom} è somma di due contributi, il copriferro minimo c_{min} e la tolleranza di posizionamento Δc_{dev} .

Vale pertanto:

$$C_{nom} = C_{min} + \Delta C_{dev}$$

La tolleranza di posizionamento delle armature ΔC_{dev} , per le strutture gettate in opera, viene assunta pari a 5 mm in quanto si prescrive che l'esecuzione sia sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità, nella quale siano incluse le misure dei copriferri.

Per l'opera in oggetto si utilizzano i seguenti tipi di calcestruzzo e copriferri minimi.

Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale	Classe di resistenza minima [C(f _{ck} /R _{ck}) _{min} ^{1/2}]	Classe di resistenza adottata [C(f _{ck} /R _{ck})]	Copriferro minimo	Copriferro nominale	Copriferro adottato
				C_{min,dur} da EC2 [mm]	C_{nom} = C_{min,dur} + 5 [mm]	[mm]
Magrone di riempimento o livellamento	X0	C12/15	C12/15	-	-	-
Fondazione e paramento muro	XC4/XF2	C32/40	C32/40	30	35	40

4. GEOLOGIA E GEOTECNICA

4.1 Sezione geologica

In assenza di una specifica campagna d'indagini condotta nella zona d'intervento, è stato ipotizzato un andamento geologico-tecnico simile a quello rilevato in sondaggi prossimi al sedime sul quale è ubicata l'opera.

4.1.1 Parametri geotecnici

Partendo dalle considerazioni e dai risultati delle indagini contenuti nella Relazione geotecnica, sono stati considerati i seguenti parametri di resistenza e deformabilità per le formazioni che interessano l'opera in oggetto.

STRATO 1 (unità UG2)

Peso dell'unità di volume	$\gamma =$	20 kN/m ³
Angolo di attrito interno	$\phi' =$	33°
Coesione	$c' =$	0 kN/m ²
Modulo di elasticità	$E =$	80 MPa

I parametri di resistenza riportati sopra sono da intendersi in termini di tensioni efficaci, in quanto il calcolo e il progetto delle opere di sostegno è stato sviluppato in condizioni drenate. Tale ipotesi deriva dalla presenza di materiale in prevalenza sciolto e dall'assenza di informazioni idrogeologiche dettagliate.

I valori sopra riportati sono da intendersi quali caratteristici delle formazioni presenti in sito e, come tali, saranno impiegati nei calcoli agli stati limite di esercizio (SLE). Per quanto concerne i calcoli delle strutture agli stati limite ultimi (SLU), tali parametri saranno opportunamente fattorizzati (vedi capitolo 5).

4.2 Idrogeologia

Dalle informazioni riguardanti i sondaggi nell'area di progetto, non è stato rilevato alcun livello di falda.

Ai fini del calcolo è stata trascurata la spinta idrostatica a monte del muro.

5. CRITERI ED IPOTESI DI CALCOLO

5.1 Stati limite di progetto e coefficienti parziali

La valutazione delle condizioni di sicurezza dell'opera in progetto dal punto di vista strutturale e geotecnico è stata condotta introducendo opportuni coefficienti parziali, nello spirito del Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite.

Sono stati presi in considerazione i seguenti Stati Limite di progetto:

- Stato Limite di Esercizio (SLE): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto, sia delle azioni A che dei materiali M (parametri geotecnici del terreno), i corrispettivi dati caratteristici (risp. A_k e M_k).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A1+M1 (SLU-1): le analisi sono condotte considerando quale valore di progetto delle azioni il dato A1, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A1=\gamma_1 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali M1 i corrispettivi dati caratteristici ($M1=M_k$).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2): le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato A2, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A2=\gamma_2 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali il dato M2, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici ($M2=M_k / \gamma_2$).
- Stato Limite Ultimo - Combinazione A2+M2 (SLU-2) + SISMA : le analisi sono condotte considerando quali valori di progetto delle azioni il dato A2, ottenuto amplificando con opportuni coefficienti parziali i valori caratteristici ($A2=\gamma_2 \cdot A_k$), e quale valore di progetto dei materiali il dato M2, ottenuto riducendo con opportuni coefficienti parziali i valore caratteristici ($M2=M_k / \gamma_2$). A questo, si somma l'analisi sismica, che viene condotta secondo le prescrizioni di normativa.

In Tabella 1 , Tabella 2 sono riportati i coefficienti parziali prescritti dalla normativa per gli Stati Limite Ultimi, qui definiti con le sigle SLU-1 e SLU-2.

PARAMETRO	Grandezza a cui applicare il coeff. parziale	Coefficiente Parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 1- Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 2 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

In via del tutto generale, per le opere geotecniche, lo stato limite di esercizio SLE deve essere preso in considerazione per la valutazione delle deformazioni attese e per procedere alle verifiche di resistenza degli elementi strutturali in campo elastico. Gli stati limite SLU-1 sono in genere le condizioni più gravose nei confronti delle verifiche di resistenza agli stati limite ultimi degli elementi strutturali, mentre invece gli stati limite SLU-2 consentono la verifica di stabilità dell'opera in condizioni ultime.

Nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** sono riassunti i coefficienti parziali utilizzati nelle analisi di calcolo illustrate nei seguenti capitoli, con riferimento ai diversi stati limite analizzati.

		SLE (A_k+M_k)	SLU-1 (A_1+M_1)	SLU-2 (A_2+M_2)	SLU-EQK (A_2+M_2)
AZIONI	Permanenti (peso proprio)	1.00	1.30 sfav. 1.00 fav.	1.00	1.00
	Variabili (sovraccarichi)	1.00	1.50 sfav. 0 fav.	1.30 sfav. 0 fav.	0 sfav. 0 fav.
PARAMETRI GEOTECNICI	ϕ'	1.00	1.00	1.25	1.25
	c'	1.00	1.00	1.25	1.25
	γ	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 3 - Coefficienti parziali adottati nell'analisi con paratie

Per quanto riguarda le azioni permanenti, nel caso delle paratie come quelle in progetto, si intendono le spinte del terreno sull'opera di sostegno.

Per le azioni temporanee s'intendono come sfavorevoli i sovraccarichi accidentali sul terrapieno di monte, e come favorevoli quelli eventualmente presenti sul terrapieno a valle dello scavo.

5.2 Azione sismica

L'analisi sismica della berlinese è stata effettuata considerando il metodo pseudo statico di analisi, di cui alle NTC2008, Cap 7.11.6.3.1.

Si adottano i seguenti parametri progettuali per la valutazione della "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione:

- vita nominale dell'opera: $V_N = 100$ anni
- classe d'uso: IV
- coefficiente d'uso: $C_U = 2.0$
- probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r : $P_{V_r} = 10\%$
- periodo di ritorno dell'evento sismico ($T_R = f(V_N; P_{V_r})$): $T_R = 949$
- tipologia di terreno: Tipo C
- categoria topografica: T2

Trovandosi le opere all'incirca a metà altezza tra la sommità e la base del pendio, si assume un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1.1$.

I coefficienti di amplificazione stratigrafica sono rispettivamente $S_s = 1.393$ e $C_c = 1.595$.

L'accelerazione a_h è legata a quella di picco tramite la relazione:

$$a_h = \beta_m \times a_{max}$$

dove:

$$a_{max} = a_g \times S_T \times S_s = 0.202g \times 1.1 \times 1.393 = 0.310g$$

Il coefficiente β_m si ricava dalla seguente tabella, riportata dalle NTC2008:

Tabella 7.11.II - Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0.2 < a_g(g) \leq 0.4$	0,31	0,31
$0.1 < a_g(g) \leq 0.2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0.1$	0,20	0,18

da cui si ricava:

$$\beta_m = 0.31$$

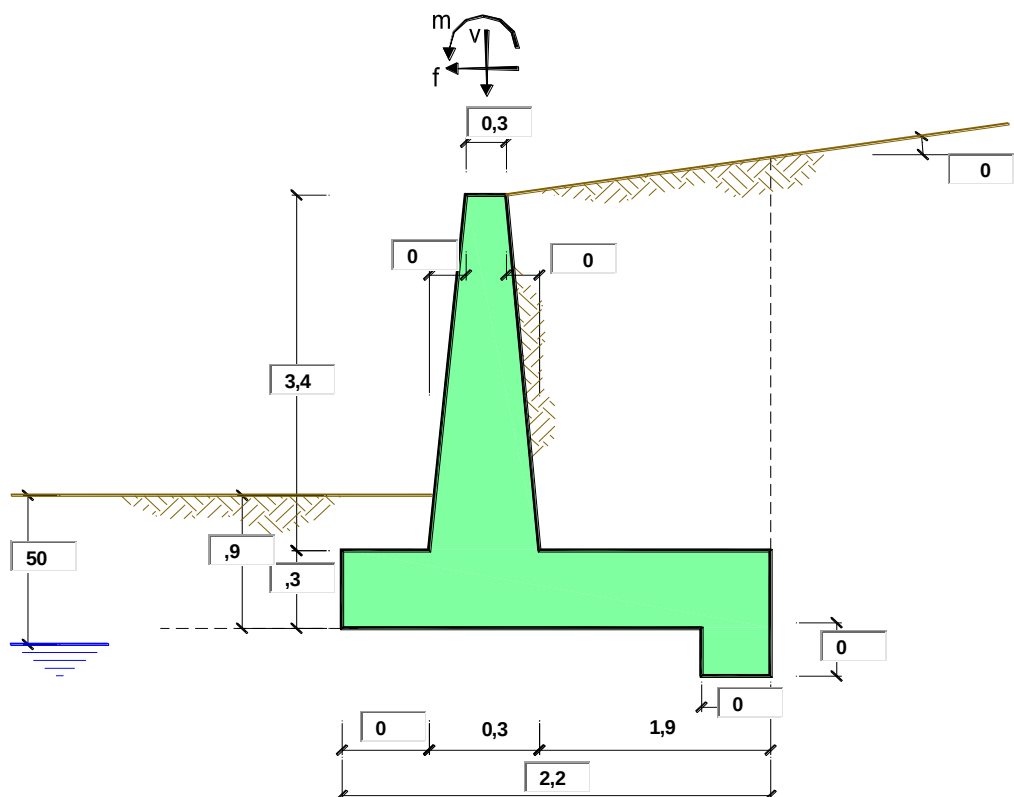
Quindi si ottiene:

$$a_h = 0.31 \times 0.310g = 0.096g$$

Per il calcolo sismico, il sovraccarico a monte del muro è considerato assente.

6. VERIFICHE DI SICUREZZA

6.1 Dati geometrici e sui materiali

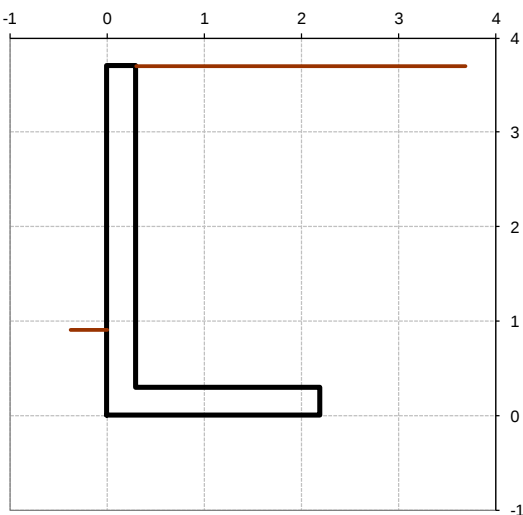


OPERA Muro H=3.4m

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

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

Peso Specifico del Calcestruzzo $\gamma_{cls} = 25.00$ (kN/m³)



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

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

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

				valori caratteristici SLE	valori di progetto	
					STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	33.00	33.00	27.45
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ'	20.00	20.00	20.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni	☒ drenate ☐ Non Drenate				
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c1'	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\varphi1'$	33.00	33.00	27.45
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma1$	20.00	20.00	20.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γd	20.00	20.00	20.00
	Profondità "Significativa" (n.b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	4.20		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	80000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.202	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.393	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1.1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	0.31	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.09595263	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0480	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare	☒ si ☐ no		

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.295		0.295		0.369
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.349		0.349		0.430
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.355		0.355		0.436
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	3.392		3.392		2.711
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	3.219		3.219		2.555
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	3.201		3.201		2.539

				valori caratteristici		valori di progetto	
				SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi Agenti							
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente		(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte	☐ si	☒ no				
	Forza Orizzontale in Testa permanente		(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente		(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa permanente		(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche		(kN/m ²)	q	10.00	15.00	15.00
	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 $\Psi 1$	0.75	condizione quasi permanente $\Psi 2$	0.00		
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche		(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	☒	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche		(kNm/m)	ms	0.00		

Coefficienti di sicurezza

	<u>Scorimento</u>	<u>Ribaltamento</u>	<u>Carico limite</u>
Statico	1.62	1.55	1.48
Sismico	1.69	1.69	1.76

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI**Calcestruzzo**classe cls

Rck	40	(MPa)
fck	32	(MPa)
fcm	40	(MPa)
Ec	33346	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	

$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	18.13	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	3.02	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)**condizioni statiche**

σ_c	19.9	Mpa
σ_t	360	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	14.9	Mpa
σ_t	360	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	w2	0.3	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

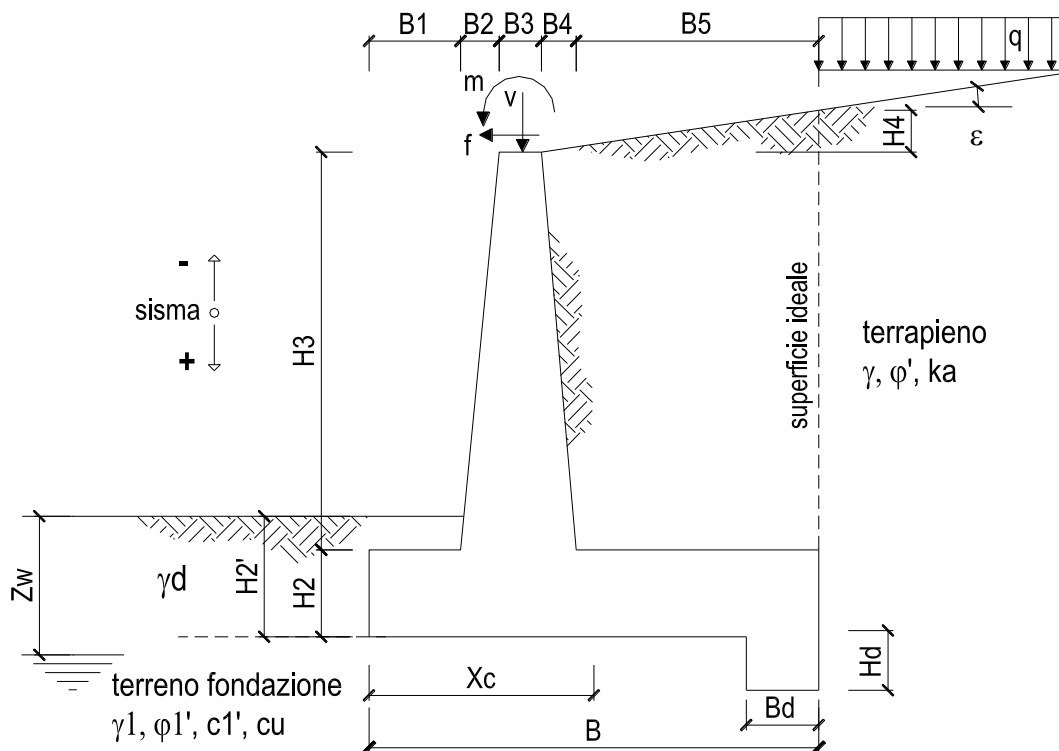
Acciaiotipo di acciaio

$f_{yk} =$	450	(MPa)
$\gamma_s =$	1.15	
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	391.30	(MPa)

Es	210000	(MPa)
$\epsilon_{ys} =$	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio $n = 15$ **Copriferro** (distanza asse armatura-bordo)

c = 7.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura) $c_{min} = 4.00$ (cm)**Interferro tra I e II strato** $i_{I-II} = 5.00$ (cm)**6.2 Verifiche globali**

DATI DI PROGETTO:**Geometria del Muro**

Elevazione	H3 =	3.40	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.00	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.30	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	2.20	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	0.30	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	0.00	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	1.90	(m)
Altezza dente	Hd =	0.00	(m)
Larghezza dente	Bd =	0.00	(m)
Mezzeria Sezione	Xc =	1.10	(m)

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

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	25.50	25.50
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	16.50	16.50
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	42.00	42.00

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

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	129.20	129.20	116.28
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sovr =	$q_p \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	129.20	129.20	116.28

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	19	28.5
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B4 + B5)$	(kN/m)	0	

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	3.83	3.83
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	18.15	18.15
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	21.98	21.98

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

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	161.50	161.50	145.35
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	161.50	161.50	145.35

- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro

Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	23.75	35.625
Sovr acc. Sism	$q_s \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m)	0	

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)

Ps _h =	Pm*kh	(kN/m)	4.03
Ps _v =	Pm*k _v	(kN/m)	2.02

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

Pts _h =	Pt*kh	(kN/m)	12.40
Pts _v =	Pt*k _v	(kN/m)	6.20

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

MPs _{1 h} =	kh*Pm1*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00
MPs _{2 h} =	kh*Pm2*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	4.89
MPs _{3 h} =	kh*Pm3*(H2+H3/3)	(kNm/m)	0.00
MPs _{4 h} =	kh*Pm4*(H2/2)	(kNm/m)	0.24
MPs _{5 h} =	-kh*Pm5*(Hd/2)	(kNm/m)	0.00
MPs _h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	5.13

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

MPs _{1 v} =	k _v *Pm1*(B1+2/3*B2)	(kNm/m)	0.00
MPs _{2 v} =	k _v *Pm2*(B1+B2+B3/2)	(kNm/m)	0.18
MPs _{3 v} =	k _v *Pm3*(B1+B2+B3+B4/3)	(kNm/m)	0.00
MPs _{4 v} =	k _v *Pm4*(B/2)	(kNm/m)	0.87
MPs _{5 v} =	k _v *Pm5*(B-Bd/2)	(kNm/m)	0.00
MPs _v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	1.05

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

MPts _{1 h} =	kh*Pt1*(H2 + H3/2)	(kNm/m)	24.79
MPts _{2 h} =	kh*Pt2*(H2 + H3 + H4/3)	(kNm/m)	0.00
MPts _{3 h} =	kh*Pt3*(H2+H3*2/3)	(kNm/m)	0.00
MPts _h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	24.79

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

MPts _{1 v} =	k _v *Pt1*((H2 + H3/2) - (B - B5/2)*0.5)	(kNm/m)	7.75
MPts _{2 v} =	k _v *Pt2*((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3)*0.5)	(kNm/m)	0.00
MPts _{3 v} =	k _v *Pt3*((H2+H3*2/3)-(B1+B2+B3+2/3*B4)*0.5)	(kNm/m)	0.00
MPts _v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	7.75

CONDIZIONE STATICA**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta totale condizione statica

		SLE	STR/GEO	EQU
St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m) 40.36	52.47	55.55
Sq perm =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc =	$q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_a$	(kN/m) 10.91	16.36	20.47

- Componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 40.36	52.47	55.55
Sqh perm =	$Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc =	$Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 10.91	16.36	20.47

- Componente verticale condizione statica

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

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

		SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 =	$Sth \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 3 - H_d)$	(kNm/m) 49.78	64.71	68.52
MSt2 =	$Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm =	$Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc =	$Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d) / 2 - H_d)$	(kNm/m) 20.18	30.27	37.88
MSq2 perm =	$Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc =	$Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_p / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_p^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_p \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 =	$(f_p + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext3 =	$(v_p + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v \text{ perm} + Sq_v \text{ acc} \quad 171.20 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f \quad 68.83 \quad (\text{kN/m})$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \tan \phi' \quad 0.65 \quad (-)$$

$$F_s \text{ scorr.} \quad (N \cdot f + S_p) / T \quad 1.62 \quad > \quad 1.1$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{fext3} \quad 165.13 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{St} + M_{Sq} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} \quad 106.39 \quad (\text{kNm/m})$$

$$F_s \text{ ribaltamento} \quad M_s / M_r \quad 1.55 \quad > \quad 1$$

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v + St_v + Sq_v (+ \text{Sovr acc}) \quad \begin{matrix} N_{min} \\ 171.20 \end{matrix} \quad \begin{matrix} N_{max} \\ 199.70 \end{matrix} \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{th} + S_{qh} + f - S_p \quad 68.83 \quad 68.83 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$M_M = \sum M \quad 88.50 \quad 124.12 \quad (\text{kNm/m})$$

Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)

$$M = X_c \cdot N - M_M \quad 99.82 \quad 95.55 \quad (\text{kNm/m})$$

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c'N_c'ic + q_0N_qiq + 0,5\gamma_1B^*N_\gamma i_\gamma$$

$c'1'$	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kPa)
$\varphi'1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	18.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.58	0.48	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.03	1.24	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^*c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.36	0.43	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.33	0.33	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.21	0.21	(-)

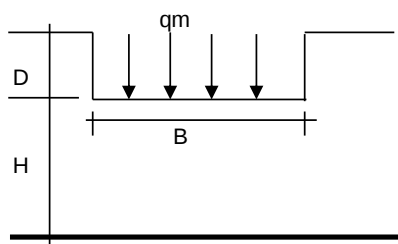
(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	245.72	279.49	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite

$$F = q_{lim} \cdot B^* / N$$

N_{min}	1.48	>	1.4
N_{max}	1.74	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE

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

N	171.20	(kN/m)
M	69.75	(kNm/m)
$e = M/N$	0.41	(m)
B^*	1.39	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

$D =$	0.90	(m)
$D/B^* =$	0.65	(m)
$H_s/B^* =$	3.03	(m)

Carico unitario medio (q_m)

$$q_m = N / (B - 2e) = N / B^* = 123.60 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.932 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 0.85 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 1.70 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica +

		SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat	= 0,5*γ*(H2+H3+H4+Hd) ² *ka	(kN/m)	40.36	40.36	50.50
Sst1 sism	= 0,5*γ*(1+kv)*(H2+H3+H4+Hd) ² *kas ⁺ -Sst1 stat	(kN/m)	9.66	9.66	11.12
Ssq1 perm	= qp*(H2+H3+H4+Hd)*kas ⁺	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc	= qs*(H2+H3+H4+Hd)*kas ⁺	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat =	$Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	40.36	40.36	50.50
Sst1h sism =	$Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	9.66	9.66	11.12
Ssq1h perm=	$Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc=	$Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

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

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica +

CONSIDERATIONS ELEMENTI					
MSst1 stat =	Sst1h stat * ((H2+H3+H4+hd)/3-hd)	(kNm/m)	49.78	49.78	62.29
MSst1 sism=	Sst1h sism* ((H2+H3+H4+Hd)/3-Hd)	(kNm/m)	11.92	11.92	13.71
MSst2 stat =	Sst1v stat* B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism =	Sst1v sism* B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 =	Ssq1h * ((H2+H3+H4+Hd)/2-Hd)	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 =	Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp =	$\gamma_1 \cdot H_d^3 \cdot k_{ps}^+ / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps}^+ \cdot H_2) \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 =	$m_p + m_s$	(kNm/m)	0.00	
Mfext2 =	$(f_p + f_s) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00	
Mfext3 =	$(v_p + v_s) \cdot (B_1 + B_2 + B_3/2)$	(kNm/m)	0.00	

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N =	$P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_tsv$	179.41	(kN/m)
-----	---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T =	$Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_tsh$	66.45	(kN/m)
-----	---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

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

Fs =	$(N \cdot f + Sp) / T$	1.75	>	1.1
-------------	--	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms	=	Mm + Mt + Mfext3	183.48	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr	=	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	97.12	(kNm/m)
Fr	=	Ms / Mr	1.89	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N	=	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	179.41	179.41 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh - Sp	66.45	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	=	ΣM	100.66	100.66 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	=	Xc*N - MM	96.70	96.70 (kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	18.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.54	0.54	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.12	1.12	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	38.64		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.40	0.40	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.37	0.37	(-)
iy = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^{m+1}		0.25	0.25	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	284.75	284.75	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	1.78	>	1.4
		Nmax	1.78	>	

CONDIZIONE SISMICA -**SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO**

- Spinta condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	40.36	40.36	50.50
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma \cdot (1 - k_v) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d)^2 \cdot k_{as} - Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	5.86	5.86	6.35
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + H_d) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

Sst1h stat = $Sst1 \text{ stat} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	40.36	40.36	50.50
Sst1h sism = $Sst1 \text{ sism} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	5.86	5.86	6.35
Ssq1h perm = $Ssq1 \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc = $Ssq1 \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica -

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

- Spinta passiva sul dente

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

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

		SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = $Sst1h \text{ stat} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + h_d)/3 - h_d)$	(kNm/m)	49.78	49.78	62.29
MSst1 sism = $Sst1h \text{ sism} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/3 - H_d)$	(kNm/m)	7.22	7.22	7.84
MSst2 stat = $Sst1v \text{ stat} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSst2 sism = $Sst1v \text{ sism} \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq1 = $Ssq1h \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + H_d)/2 - H_d)$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSsq2 = $Ssq1v \cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1' \cdot H_d^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1' \cdot k_{ps} \cdot H_2') \cdot H_d^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

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

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

N = $P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	162.99	(kN/m)
---	--------	--------

Risultante forze orizzontali (T)

T = $Sst1h + Ssq1h + fp + fs + P_s h + P_{tsh}$	62.64	(kN/m)
---	-------	--------

Coefficiente di attrito alla base (f)

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

Fs = $(N \cdot f + Sp) / T$	1.69	>	1.1
---	-------------	-------------	------------

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)				
Ms	=	Mm + Mt + Mfext3	183.48	(kNm/m)
Momento ribaltante (Mr)				
Mr	=	MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	108.85	(kNm/m)
Fr	=	Ms / Mr	1.69	> 1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)		Nmin	Nmax	
N	=	Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	162.99	162.99 (kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)				
T	=	Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	62.64	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)				
MM	=	ΣM	87.75	87.75 (kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)				
M	=	Xc*N - MM	91.54	91.54 (kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	0.00		(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	33.00		(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	20.00		(kN/m ³)
q0 = γd'H2'	sovraccarico stabilizzante	18.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.56	0.56	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.08	1.08	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^{(π*tg(φ))}	(1 in cond. nd)	26.09		(-)
Nc = (Nq - 1)/tg(φ)	(2+π in cond. nd)	38.64		(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	35.19		(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.38	0.38	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.35	0.35	(-)
iy = (1 - T/(N + B*c'cotgφ)) ^{m+1}		0.23	0.23	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

qlim	(carico limite unitario)	266.44	266.44	(kN/m ²)
------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = qlim*B*/ N	Nmin	1.76	>	1.4
		Nmax	1.76	>	1.4

6.3 Verifiche allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

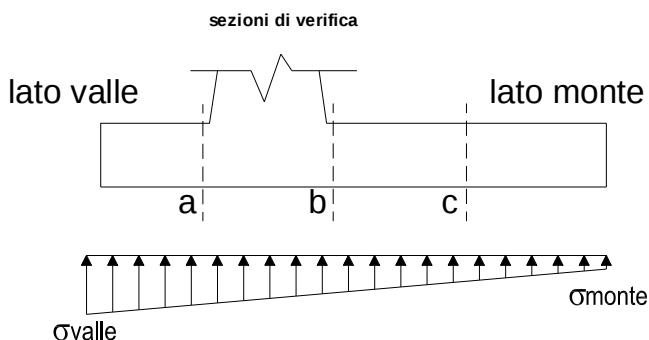
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.81 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	171.20	99.82	220.79	0.00
	199.70	95.55	214.20	0.00
sisma+	179.41	96.70	213.19	0.00
	179.41	96.70	213.19	0.00
sisma-	162.99	91.54	201.82	0.00
	162.99	91.54	201.82	0.00



Mensola Lato Valle

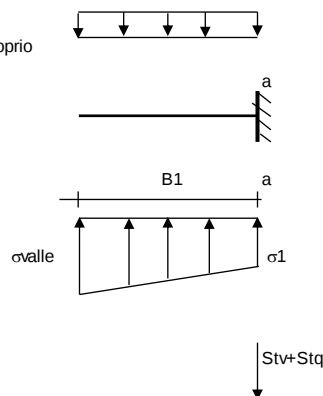
Peso Proprio. PP = 7.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	220.79	220.79	0.00	0.00
	214.20	214.20	0.00	0.00
sisma+	213.19	213.19	0.00	0.00
	213.19	213.19	0.00	0.00
sisma-	201.82	201.82	0.00	0.00
	201.82	201.82	0.00	0.00

Peso Proprio



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	68.00	83.00	68.00	(kN/m ²)
pvb	68.00	83.00	68.00	(kN/m ²)
pvc	68.00	83.00	68.00	(kN/m ²)

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

$$-(Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

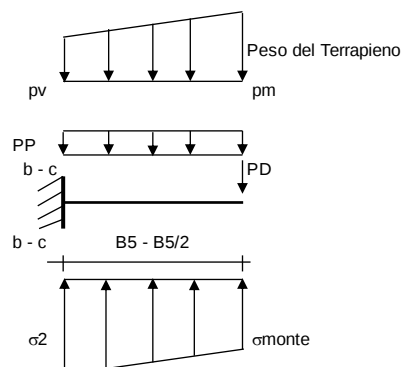
$$M_c = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP) \cdot (1 \pm kv)) \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot (B5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2)^2 / 3 +$$

$$-(Stv + Sqv) \cdot (B5 / 2) \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B5 / 2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$$

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_2 [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	0.00	178.08	-89.84	-32.08	42.82	-33.42	-65.28
	0.00	179.73	-90.02	-31.34	70.61	-36.39	-64.28
sisma+	0.00	175.19	-86.96	-29.18	54.86	-33.99	-63.28
	0.00	175.19	-86.96	-29.18	54.86	-33.99	-63.28
sisma-	0.00	164.33	-82.37	-28.50	45.63	-31.42	-59.95
	0.00	164.33	-82.37	-28.50	45.63	-31.42	-59.95



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

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

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

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

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

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

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

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

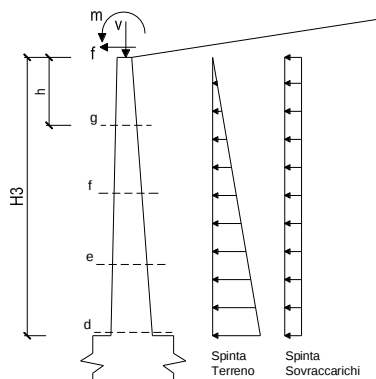
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm k_v) \cdot h^2$$

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

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

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

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

**condizione statica**

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	50.21	25.56	0.00	75.77	0.00	25.50	25.50
e-e	2.55	21.18	14.38	0.00	35.56	0.00	19.13	19.13
f-f	1.70	6.28	6.39	0.00	12.67	0.00	12.75	12.75
g-g	0.85	0.78	1.60	0.00	2.38	0.00	6.38	6.38

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	44.30	15.03	0.00	59.34
e-e	2.55	24.92	11.28	0.00	36.20
f-f	1.70	11.08	7.52	0.00	18.59
g-g	0.85	2.77	3.76	0.00	6.53

condizione sismica +

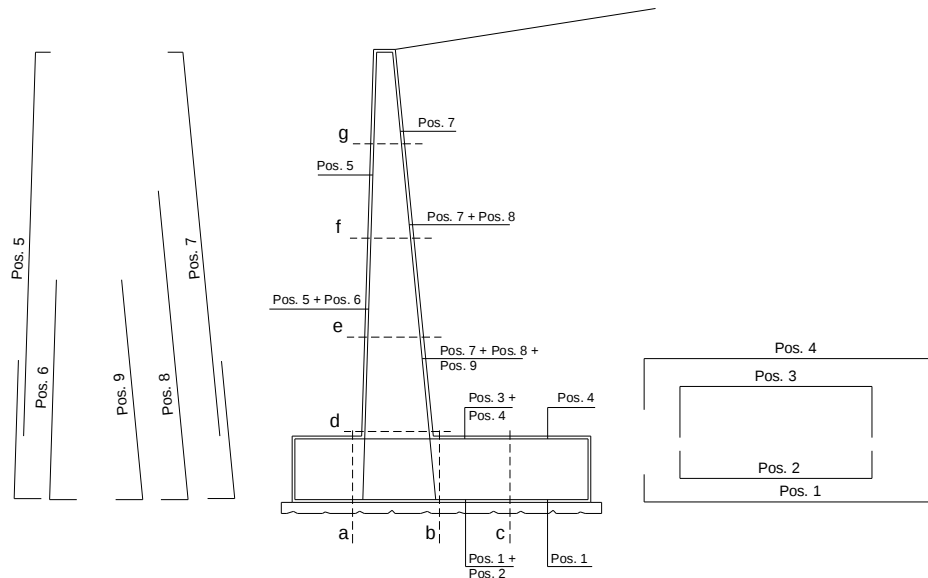
sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	38.62	9.25	0.00	0.00	4.16	52.03	0.00	26.72	26.72
e-e	2.55	16.29	3.90	0.00	0.00	2.34	22.54	0.00	20.04	20.04
f-f	1.70	4.83	1.16	0.00	0.00	1.04	7.02	0.00	13.36	13.36
g-g	0.85	0.60	0.14	0.00	0.00	0.26	1.01	0.00	6.68	6.68

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	34.08	8.16	0.00	0.00	2.45	44.69
e-e	2.55	19.17	4.59	0.00	0.00	1.84	25.59
f-f	1.70	8.52	2.04	0.00	0.00	1.22	11.78
g-g	0.85	2.13	0.51	0.00	0.00	0.61	3.25

condizione sismica -

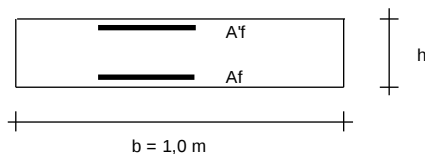
sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	38.62	5.60	0.00	0.00	4.16	48.39	0.00	24.28	24.28
e-e	2.55	16.29	2.36	0.00	0.00	2.34	21.00	0.00	18.21	18.21
f-f	1.70	4.83	0.70	0.00	0.00	1.04	6.57	0.00	12.14	12.14
g-g	0.85	0.60	0.09	0.00	0.00	0.26	0.95	0.00	6.07	6.07

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	34.08	4.94	0.00	0.00	2.45	41.47
e-e	2.55	19.17	2.78	0.00	0.00	1.84	23.79
f-f	1.70	8.52	1.24	0.00	0.00	1.22	10.98
g-g	0.85	2.13	0.31	0.00	0.00	0.61	3.05

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	0.0	16	☐	6	0.0	16	☐
3	0.0	16	☐	7	4.0	20	
4	4.0	22		8	0.0	16	☐
				9	0.0	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	Af'	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	0.00	0.00	0.30	15.21	8.04	82.16
b - b	-90.02	0.00	0.30	15.21	8.04	128.33
c - c	-36.39	0.00	0.30	15.21	8.04	128.33
d - d	75.77	25.50	0.30	12.57	8.04	112.96
e - e	35.56	19.13	0.30	12.57	8.04	112.38
f - f	12.67	12.75	0.30	12.57	8.04	111.80
g - g	2.38	6.38	0.30	12.57	8.04	111.21

(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	0.00	0.30	147.51	8	50	25	21.8	81.43	Armatura a taglio non necessaria
b - b	32.08	0.30	147.51	8	50	25	21.8	81.43	Armatura a taglio non necessaria
c - c	65.28	0.30	147.51	8	50	25	21.8	81.43	Armatura a taglio non necessaria
d - d	59.34	0.30	141.37	8	50	25	21.8	81.43	Armatura a taglio non necessaria
e - e	36.20	0.30	140.63	8	50	25	21.8	81.43	Armatura a taglio non necessaria
f - f	18.59	0.30	139.90	8	50	25	21.8	81.43	Armatura a taglio non necessaria
g - g	6.53	0.30	139.17	8	50	25	21.8	81.43	Armatura a taglio non necessaria

6.4 Verifiche a Fessurazione

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

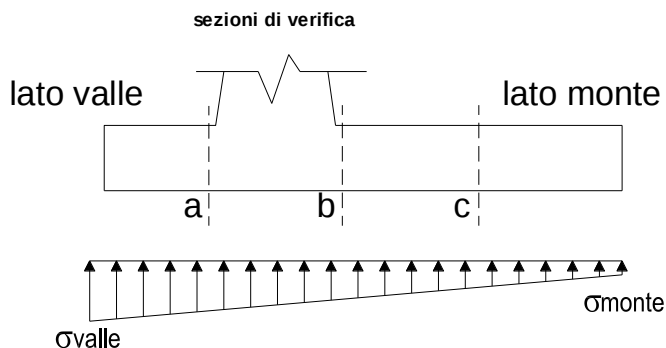
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.81 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	171.20	69.75	164.80	0.00
	185.45	67.62	168.12	0.47
Q.P.	171.20	54.62	145.53	10.11
	171.20	54.62	145.53	10.11

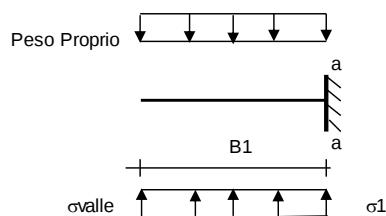


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 7.50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	164.80	164.80	0.00
	168.12	168.12	0.00
Q.P.	145.53	145.53	0.00
	145.53	145.53	0.00



Mensola Lato Monte

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

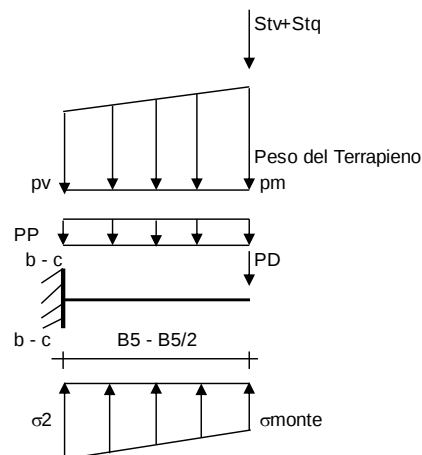
$$PD = 0.00 \quad (kN/m) \quad \text{peso proprio dente}$$

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	68.00	75.50	68.00		(kN/m ²)
pvb	68.00	75.50	68.00		(kN/m ²)
pvc	68.00	75.50	68.00		(kN/m ²)

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

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

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	0.00	141.00	-62.01	65.65	-26.57
	0.47	145.26	-61.85	72.87	-26.35
Q.P.	10.11	127.06	-47.67	68.58	-20.71
	10.11	127.06	-47.67	68.58	-20.71



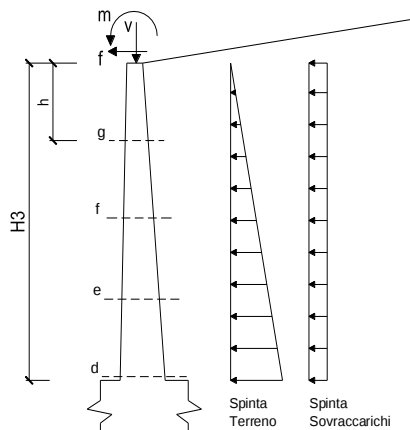
CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO**Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo**

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

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

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

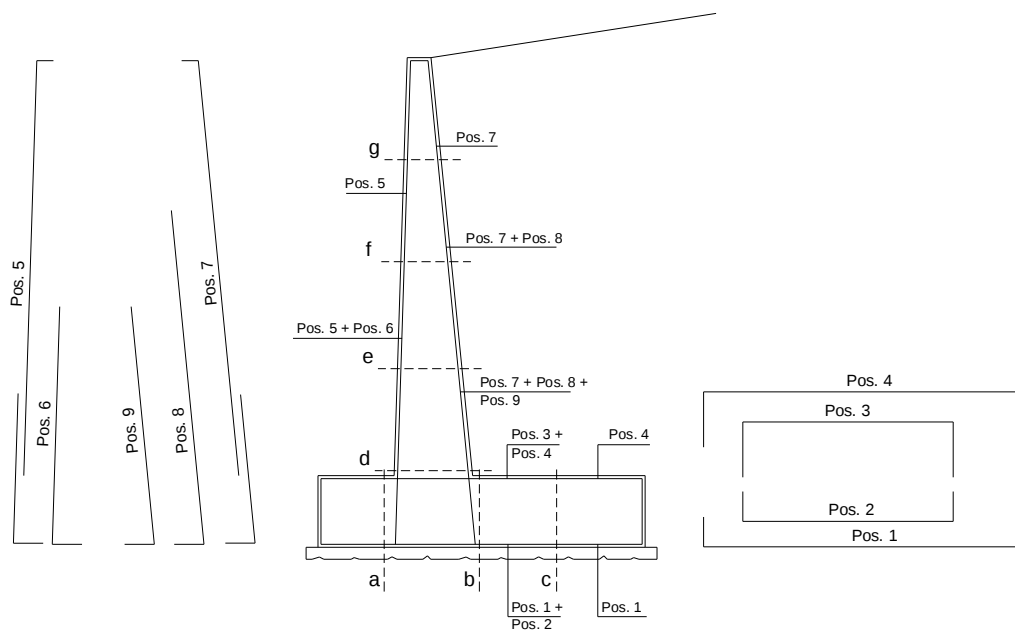
$$N_{ext} = v$$

**condizione Frequente**

sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.40	38.62	12.78	0.00	51.40	0.00	25.50	25.50
e-e	2.55	16.29	7.19	0.00	23.48	0.00	19.13	19.13
f-f	1.70	4.83	3.19	0.00	8.02	0.00	12.75	12.75
g-g	0.85	0.60	0.80	0.00	1.40	0.00	6.38	6.38

condizione Quasi Permanente

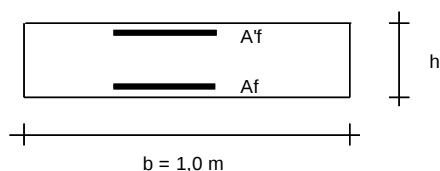
sezione	h [m]	Mt [kNm/m]	Mq [kNm/m]	M _{ext} [kNm/m]	M _{tot} [kNm/m]	N _{ext} [kN/m]	N _{pp} [kN/m]	N _{tot} [kN/m]
d-d	3.40	38.62	0.00	0.00	38.62	0.00	25.50	25.50
e-e	2.55	16.29	0.00	0.00	16.29	0.00	19.13	19.13
f-f	1.70	4.83	0.00	0.00	4.83	0.00	12.75	12.75
g-g	0.85	0.60	0.00	0.00	0.60	0.00	6.38	6.38

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	0.0	16	☐	6	0.0	16	☐
3	0.0	16	☐	7	4.0	20	
4	4.0	22		8	0.0	16	☐
				9	0.0	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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	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	0.00	0.00	0.30	15.21	8.04	0.00	0.00	0.000	0.300
b - b	-62.01	0.00	0.30	15.21	8.04	7.32	202.52	0.248	0.300
c - c	-26.57	0.00	0.30	15.21	8.04	3.14	86.78	0.094	0.300
d - d	51.40	25.50	0.30	12.57	8.04	6.53	189.72	0.219	0.300
e - e	23.48	19.13	0.30	12.57	8.04	2.98	83.48	0.096	0.300
f - f	8.02	12.75	0.30	12.57	8.04	1.01	25.90	0.029	0.300
g - g	1.40	6.38	0.30	12.57	8.04	0.17	2.88	0.003	0.300

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	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	0.00	0.00	0.30	15.21	8.04	0.00	0.00	0.000	0.200
b - b	-47.67	0.00	0.30	15.21	8.04	5.63	155.66	0.169	0.200
c - c	-20.71	0.00	0.30	15.21	8.04	2.45	67.64	0.073	0.200
d - d	38.62	25.50	0.30	12.57	8.04	4.90	139.84	0.161	0.200
e - e	16.29	19.13	0.30	12.57	8.04	2.06	55.45	0.063	0.200
f - f	4.83	12.75	0.30	12.57	8.04	0.60	13.49	0.015	0.200
g - g	0.60	6.38	0.30	12.57	8.04	0.07	0.23	0.000	0.200

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

6.5 Verifiche Tensionali

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

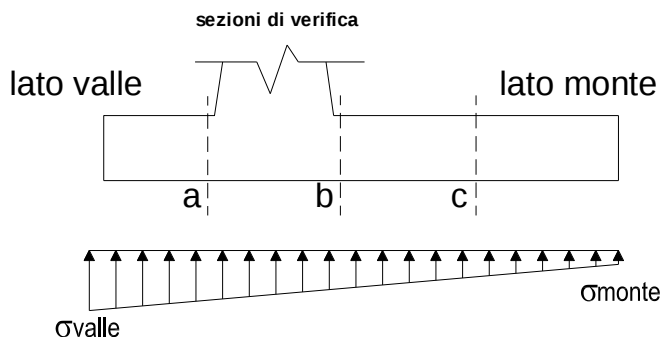
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 2.20 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.81 \quad (m^3)$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	171.20	74.80	172.12	0.00
	190.20	71.95	175.69	0.00
sisma+	179.41	96.70	213.19	0.00
	179.41	96.70	213.19	0.00
sisma-	162.99	91.54	201.82	0.00
	162.99	91.54	201.82	0.00

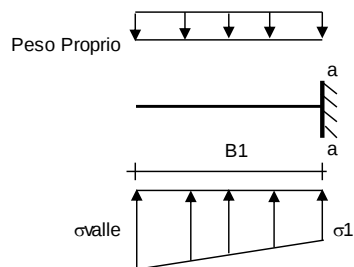


Mensola Lato Valle

$$\text{Peso Proprio.} \quad PP = 7.50 \quad (kN/m)$$

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	172.12	172.12	0.00
	175.69	175.69	0.00
sisma+	213.19	213.19	0.00
	213.19	213.19	0.00
sisma-	201.82	201.82	0.00
	201.82	201.82	0.00



Mensola Lato Monte

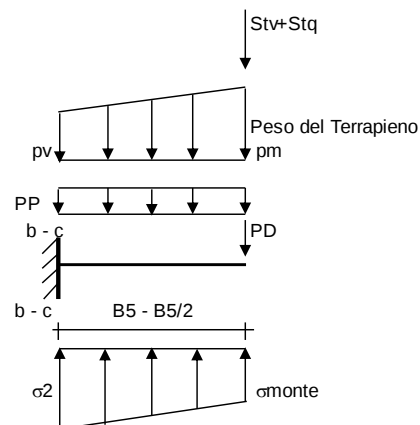
$$\begin{aligned} PP &= 7.50 \quad (kN/m^2) && \text{peso proprio soletta fondazione} \\ PD &= 0.00 \quad (kN/m) && \text{peso proprio dente} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} pm &= 68.00 && Nmin \\ pvb &= 68.00 && Nmax stat \\ pvc &= 68.00 && Nmax sism \end{aligned} \quad (kN/m^2)$$

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_{2c} [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	0.00	146.17	-66.76	63.97	-28.24
	0.00	151.35	-66.58	74.26	-28.22
sisma+	0.00	175.19	-86.96	54.86	-33.99
	0.00	175.19	-86.96	54.86	-33.99
sisma-	0.00	164.33	-82.37	45.63	-31.42
	0.00	164.33	-82.37	45.63	-31.42



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

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

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

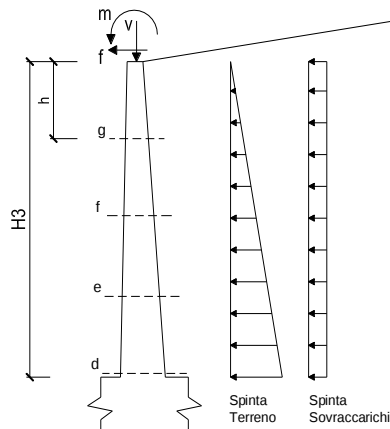
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{\text{orizz}}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

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

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

**condizione statica**

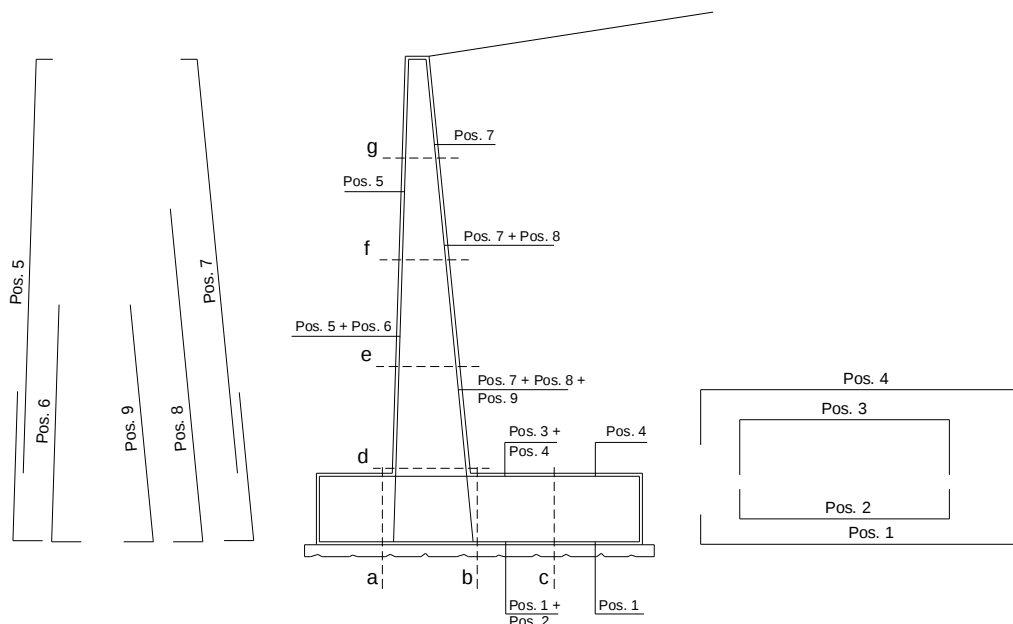
sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	38.62	17.04	0.00	55.66	0.00	25.50	25.50
e-e	2.55	16.29	9.58	0.00	25.88	0.00	19.13	19.13
f-f	1.70	4.83	4.26	0.00	9.09	0.00	12.75	12.75
g-g	0.85	0.60	1.06	0.00	1.67	0.00	6.38	6.38

condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	38.62	9.25	0.00	0.00	4.16	52.03	0.00	26.72	26.72
e-e	2.55	16.29	3.90	0.00	0.00	2.34	22.54	0.00	20.04	20.04
f-f	1.70	4.83	1.16	0.00	0.00	1.04	7.02	0.00	13.36	13.36
g-g	0.85	0.60	0.14	0.00	0.00	0.26	1.01	0.00	6.68	6.68

condizione sismica -

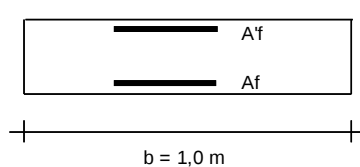
sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	3.40	38.62	5.60	0.00	0.00	4.16	48.39	0.00	24.28	24.28
e-e	2.55	16.29	2.36	0.00	0.00	2.34	21.00	0.00	18.21	18.21
f-f	1.70	4.83	0.70	0.00	0.00	1.04	6.57	0.00	12.14	12.14
g-g	0.85	0.60	0.09	0.00	0.00	0.26	0.95	0.00	6.07	6.07

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	0.0	16	☐	6	0.0	16	☐
3	0.0	16	☐	7	4.0	20	
4	4.0	22		8	0.0	16	☐
				9	0.0	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

Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	0.30	15.21	8.04	0.00	0.00
b - b	-66.76	0.00	0.30	15.21	8.04	7.88	218.02
c - c	-28.24	0.00	0.30	15.21	8.04	3.33	92.23
d - d	55.66	25.50	0.30	12.57	8.04	7.07	206.35
e - e	25.88	19.13	0.30	12.57	8.04	3.28	92.83
f - f	9.09	12.75	0.30	12.57	8.04	1.15	30.05
g - g	1.67	6.38	0.30	12.57	8.04	0.21	3.88

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σ _c	σ _f
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	0.00	0.00	0.30	15.21	8.04	0.00	0.00
b - b	-86.96	0.00	0.30	15.21	8.04	10.27	283.98
c - c	-33.99	0.00	0.30	15.21	8.04	4.01	111.00
d - d	52.03	24.28	0.30	12.57	8.04	6.61	192.69
e - e	22.54	18.21	0.30	12.57	8.04	2.86	80.18
f - f	7.02	12.14	0.30	12.57	8.04	0.89	22.27
g - g	1.01	6.07	0.30	12.57	8.04	0.12	1.54

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

6.6 Armatura minima - paramento

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima verticale rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.2) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.2\% \leq \rho$$

$$A_c = 300 \times 1000 = 300000 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,v} = 4+4\emptyset 16 / \text{m} \text{ (armatura verticale sez.corrente)}$$

$$\rho = 1608/300000 = 0.54\% > 0.2\%$$

L'armatura minima orizzontale totale deve invece verificare i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.6.3) pari a:

$$\rho_{\min} = 0.1\% \leq \rho$$

$$A_{s,o} = 4+4\emptyset 12 / \text{m} \text{ (armatura orizzontale)}$$

$$\rho = 904/300000 = 0.30\% > 0.1\%$$

In particolare l'armatura disposta in direzione orizzontale deve essere $A_{s,o} > 25\% A_{s,v}$; nel nostro caso:

$$A_{s,o} = 904 \text{ mm}^2/\text{m} > 25\% A_{s,v} = 402 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Non è necessaria armature specifica a taglio.

6.7 Armatura minima - fondazione

Considerando un comportamento della struttura interrata di tipo elastico-lineare, l'armatura minima di trazione rispetta i minimi normativi degli Eurocodici (EC2 par. 9.3.1) pari a:

$$A_{s,\min} = 0.26 f_{ctm}/f_{yk} b_t d (= 0.164\% b_t d) > 0.13\% b_t d$$

risultando, per l'armatura di trazione disposta nella sezione corrente:

$$d = 250\text{mm}$$

$$b_t = 1000\text{mm}$$

$$A_{s,\min} = 410 \text{ mm}^2 > 325 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\text{eff}} = 4\emptyset 20 = 1256 \text{ mm}^2 > 410 \text{ mm}^2$$

La verifica è soddisfatta.