

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1
CANTIERE OPERATIVO 02C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 02C
RILOCALIZZAZIONE DELL'AUTOPORTO DI SUSÀ
DEPLACEMENT DE L'AUTOPORTO DE SUSE
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 682325367F**

**OPERE D'ARTE MINORI
CORDOLO CUSPIDI RAMPE DI SVINCOLO CARREGGIATA A32 SUD
RELAZIONE DI CALCOLO**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
A	31/08/2017	Revisione a seguito commenti TELT Révision suite aux commentaires TELT	N.MORDA' (DoMo Studio)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)	F. D'AMBRA (MUSINET Eng.)
B	30/04/2018	Recepimento istruttoria validazione RINA Check	P.LESCHE (MUSINET Eng.)	P.D'ALOISIO (MUSINET Eng.)	L. BARBERIS (MUSINET Eng.)

1	0	2	C	C	1	6	1	6	7	O	C	A	0	W	G
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie				

E	G	C	R	E	0	8	3	8	B
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

Empty box for specializations.

SCALA / ÉCHELLE

-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



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

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

Empty box for contractor details.

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

Empty box for project manager details.

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
1.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35	5
1.2 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile.....	5
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
5. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI	10
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI	10
7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE STRUTTURE	11
7.1 Geometria di calcolo.....	11
7.2 Analisi dei carichi	11
7.2.1 Carichi permanenti strutturali	11
7.2.2 Carichi permanenti.....	13
7.2.3 Altri carichi permanenti	13
7.2.4 Carichi variabili da traffico.....	13
7.2.5 Urto di un veicolo in svio (azione eccezionale).....	14
7.3 Combinazioni di carichi SLU	15
8. CRITERI DI CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE	16
9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E DI ESERCIZIO.....	21
9.1 Muro tipo A/G	21
9.1.1 Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU.....	21
9.1.2 Verifica scorrimento piano di posa GEO.....	23
9.1.3 Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO	24
9.1.4 Verifica del muro	27
9.1.4.1 Verifiche a stato limite ultimo	27
9.1.5 Verifica a SLE elevazione	36
9.1.6 Verifica di resistenza della fondazione.....	37
9.1.7 Verifica a SLE fondazione.....	45
9.2 Muro tipo B.....	46
Le azioni agenti sono:.....	46
• Verifiche flessione orizzontale.....	48
• Verifiche taglio orizzontale.....	50
• Verifiche a torsione	51
9.3 Muro tipo C.....	52
9.3.1 Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU.....	52
9.3.2 Verifica scorrimento piano di posa GEO.....	54
9.3.3 Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO	55
9.3.4 Verifica del muro	57
9.3.4.1 Verifiche a stato limite ultimo	57
9.3.5 Verifica a SLE elevazione	65

9.3.6	Verifica di resistenza della fondazione.....	66
9.3.7	Verifica a SLE fondazione.....	74
9.4	Muro tipo F.....	75
9.4.1	Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU.....	75
9.4.2	Verifica scorrimento piano di posa GEO.....	77
9.4.3	Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO.....	78
9.4.4	Verifica del muro.....	81
9.4.4.1	Verifiche a stato limite ultimo.....	81
9.4.5	Verifica SLE elevazione.....	88
9.4.6	Verifica di resistenza della fondazione.....	90
9.5	Verifiche cordolo tratto D.....	98
10.	CONCLUSIONI.....	102
	ALLEGATO 1: AZIONE DEL CARICO TANDEM A TERGO.....	102

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1	– Pianta scavi e sviluppata muro SV2.....	6
Figura 2	– Pianta scavi e sviluppata muro SV1.....	7
Figura 3	– Sezione muro SV2 - TRATTO A e B.....	8
Figura 4	–Sezione muro SV2 - TRATTO C.....	8
Figura 5	– Sezione muro SV1 - TRATTO D e E.....	9
Figura 6	– Sezione muro SV1 - TRATTO F e G.....	9
Figura 7	– Sezione muro.....	12
Figura 8	– Sezioni di verifica del muro.....	27
Figura 9	– Azioni sulla fondazione.....	37
Figura 10	– Meccanismo mensola tozza.....	37
Figura 11	– Sezioni di verifica.....	38
Figura 12	– Modello Fem tratto B.....	46
Figura 13	– Sezioni di verifica del muro.....	57
Figura 14	– Azioni sulla fondazione.....	66
Figura 15	– Meccanismo mensola tozza.....	66
Figura 16	– Sezioni di verifica.....	67
Figura 17	– Sezioni di verifica del muro.....	81
Figura 18	– Azioni sulla fondazione.....	90
Figura 19	– Meccanismo mensola tozza.....	90
Figura 20	– Sezioni di verifica.....	91
Figura 21	– Sezione Cordolo testa muro.....	98

1. Premessa

Il presente elaborato è parte integrante del Progetto di Delocalizzazione dell'Autoporto e dell'area di servizio dall'attuale sito ubicato nel comune di Susa (TO). L'area individuata per la realizzazione del nuovo Autoporto ricade all'interno del territorio comunale di San Didero (TO).

In particolare, in questo elaborato sono illustrate le scelte progettuali e le verifiche di sicurezza relative ai muri di sostegno delimitanti situati nelle zone dei sovrappassi SV1 e SV2 in progetto.

Il documento è stato redatto in osservanza delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 14/01/2008, utilizzando la metodologia di verifica agli Stati Limite.

2. Normativa di riferimento

Nella stesura della presente relazione si sono seguite le indicazioni contenute nella normativa vigente. In particolare sono state considerate le seguenti normative:

- **Legge 5 Novembre 1971 n. 1086** – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”* ;
- **Circolare LL.PP. 14 Febbraio 1974 n. 11951** – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica – Istruzioni per l'applicazione”* ;
- **D.M. LL.PP. 14 Gennaio 2008** - *“Norme tecniche per le costruzioni”*;
- **Circolare LL.PP. 2 Febbraio 2009 n. 617-** *Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.*

3. Caratteristiche dei materiali

1.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35

(per i muri prefabbricati e cordolo testa muro)

Modulo elastico	$E_c = 32588$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	$^{\circ}\text{C}^{-1}$
Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$	
Resistenza caratt. cubica a compressione	$R_{ck} = 35$	MPa
Resistenza caratt. cilindrica a compressione	$f_{ck} = 29.05$	MPa
Resistenza media cilindrica a compressione	$f_{cm} = 37.05$	MPa
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 2.83$	MPa
Resistenza caratteristica a trazione semplice	$f_{ctk} = 1.98$	MPa
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} = 3.40$	MPa
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = 16.46$	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	$f_{ctd} = 1.32$	MPa
Resistenza tang. caratteristica di aderenza	$f_{bk} = 4.46$	MPa
Resistenza tang. di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.97$	MPa

1.2 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile

(per barre e reti di diametro $6.0\text{mm} \leq \varnothing \leq 40.0\text{mm}$)

Coefficiente parziale di sicurezza	$\gamma_s = 1.15$	
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450$	MPa
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540$	MPa
Allungamento	$A_{gtk} \geq 7.5\%$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	MPa

4. Descrizione delle opere

I tratti di muro in oggetto hanno altezze variabili lungo le sviluppate e sono pertanto realizzati con diverse sezioni tipo, distinte con le lettere A, B, C, D, E, F, G. In particolare i tratti A, B, C delimitano il sovrappasso SV2 mentre i restanti il sovrappasso SV1.

I muri sono gettati in opera costituiti da una suola in c.a. e da un paramento sempre in c.a di spessore 40cm. In sommità, presentano un ringrosso su cui vengono ancorate le barriere di sicurezza.

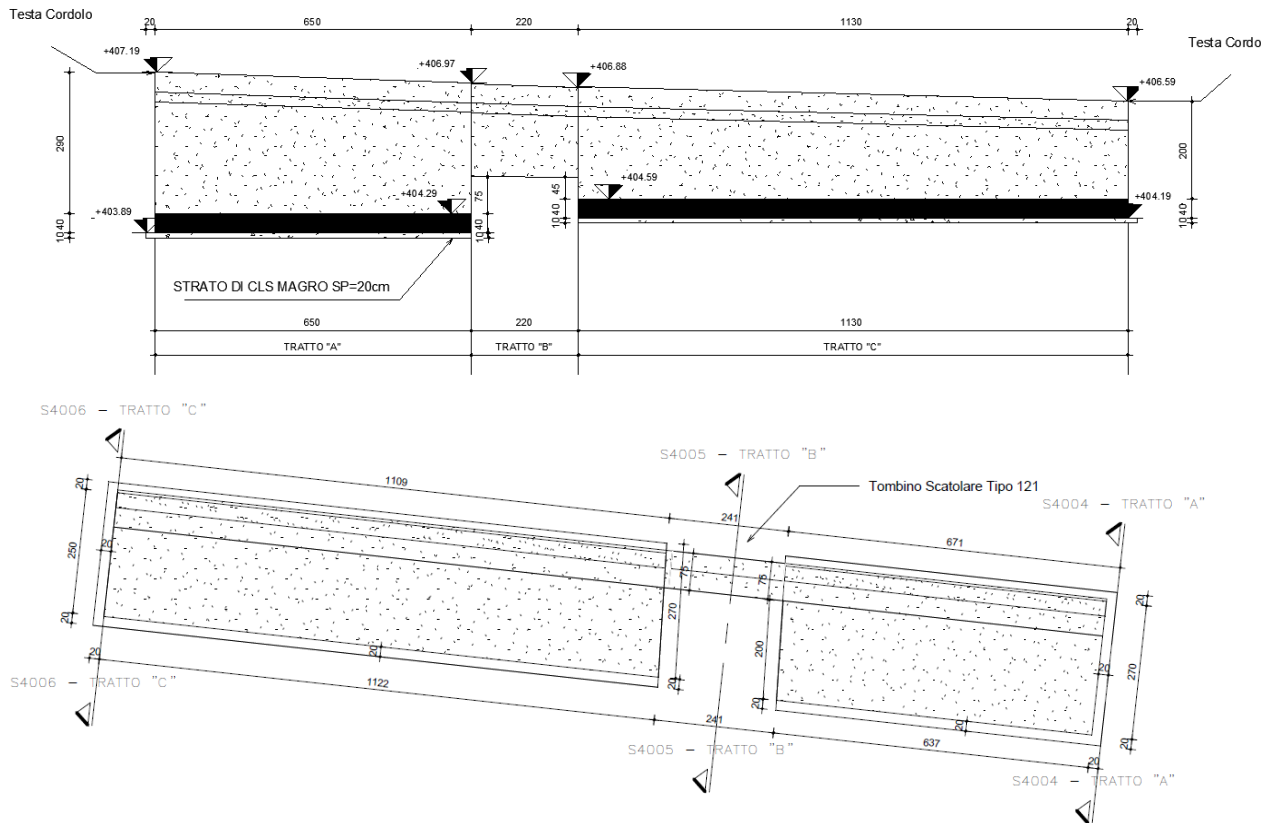


Figura 1 – Pianta scavi e sviluppata muro SV2

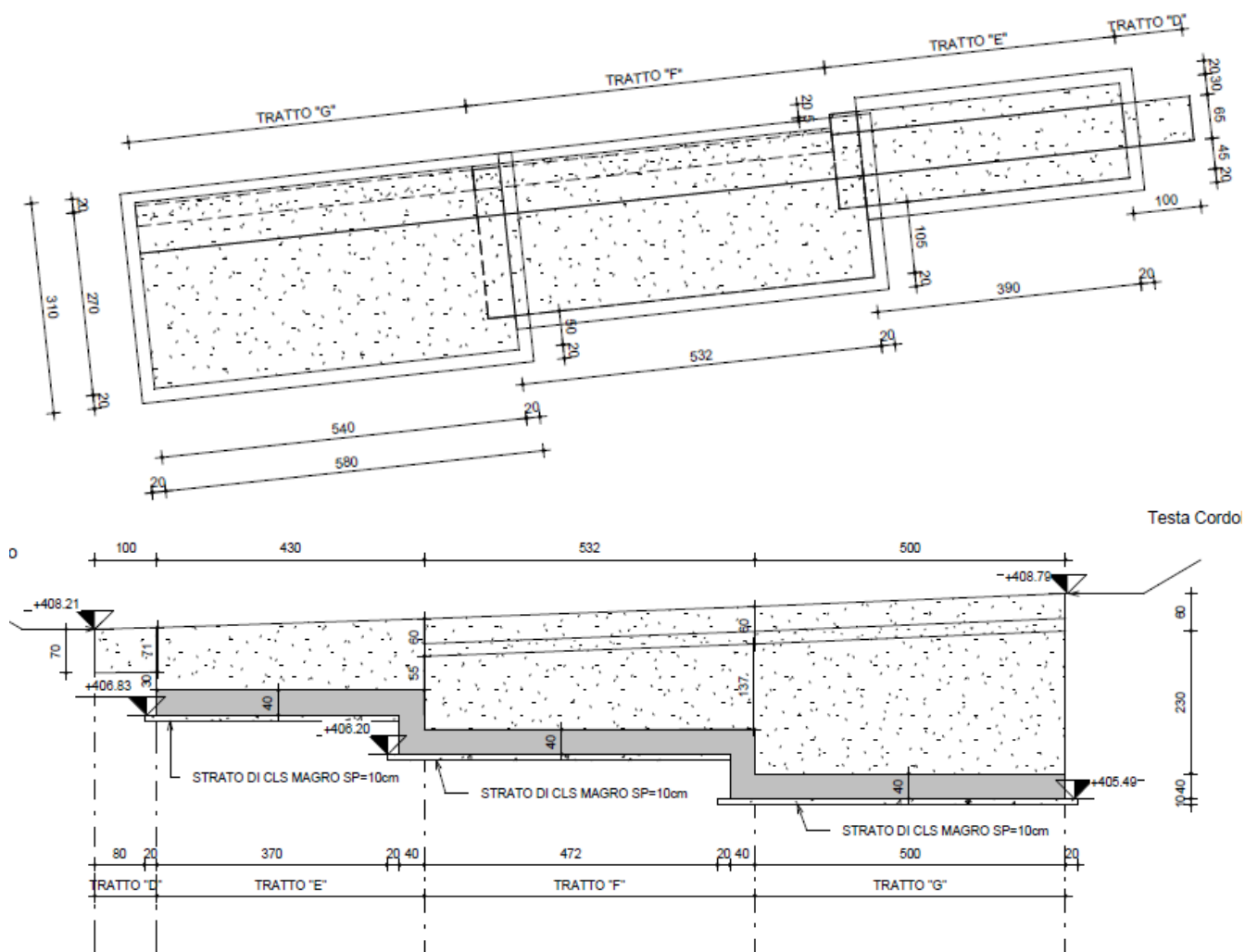


Figura 2 – Pianta scavi e sviluppata muro SV1

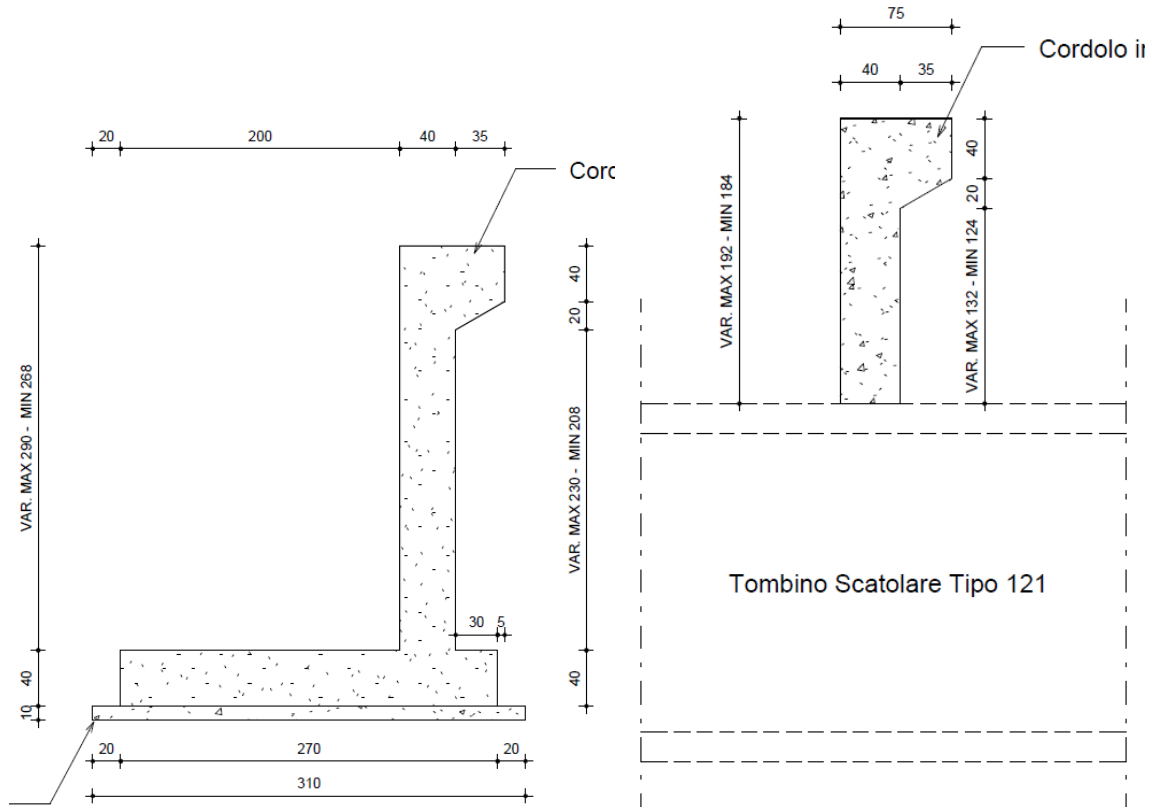


Figura 3 – Sezione muro SV2 - TRATTO A e B

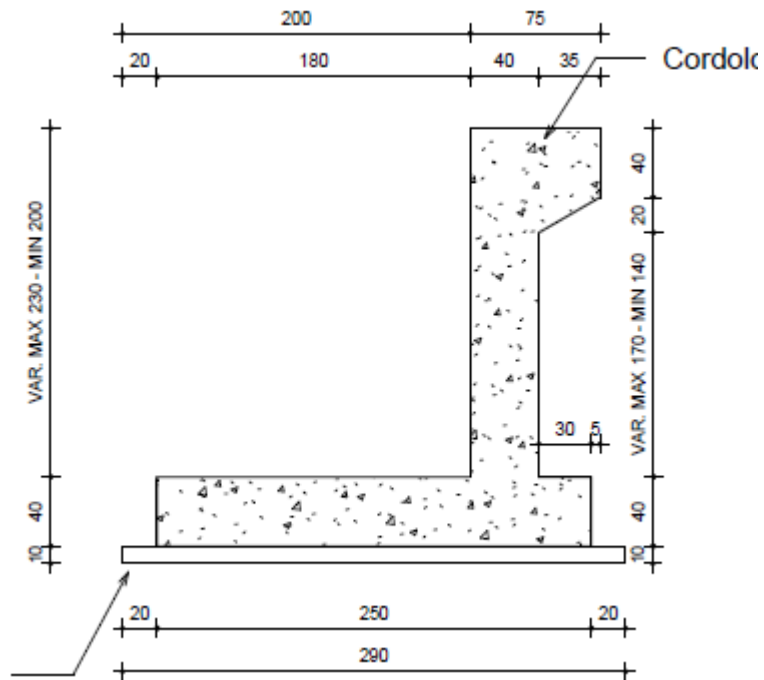


Figura 4 – Sezione muro SV2 - TRATTO C

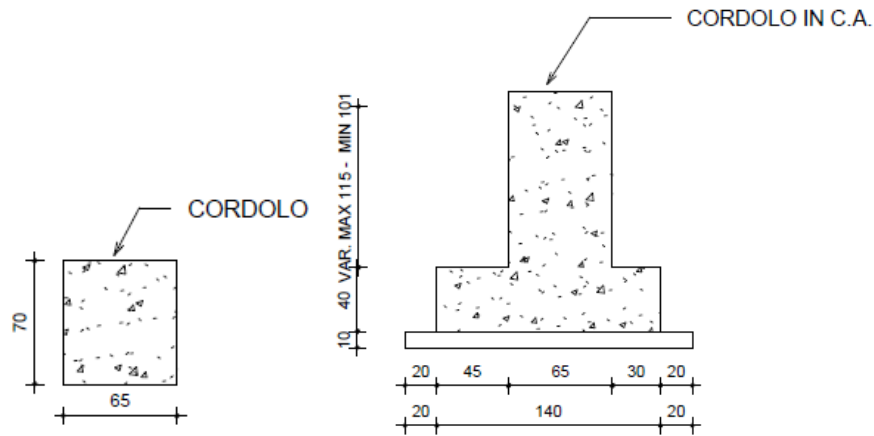


Figura 5 – Sezione muro SV1 - TRATTO D e E

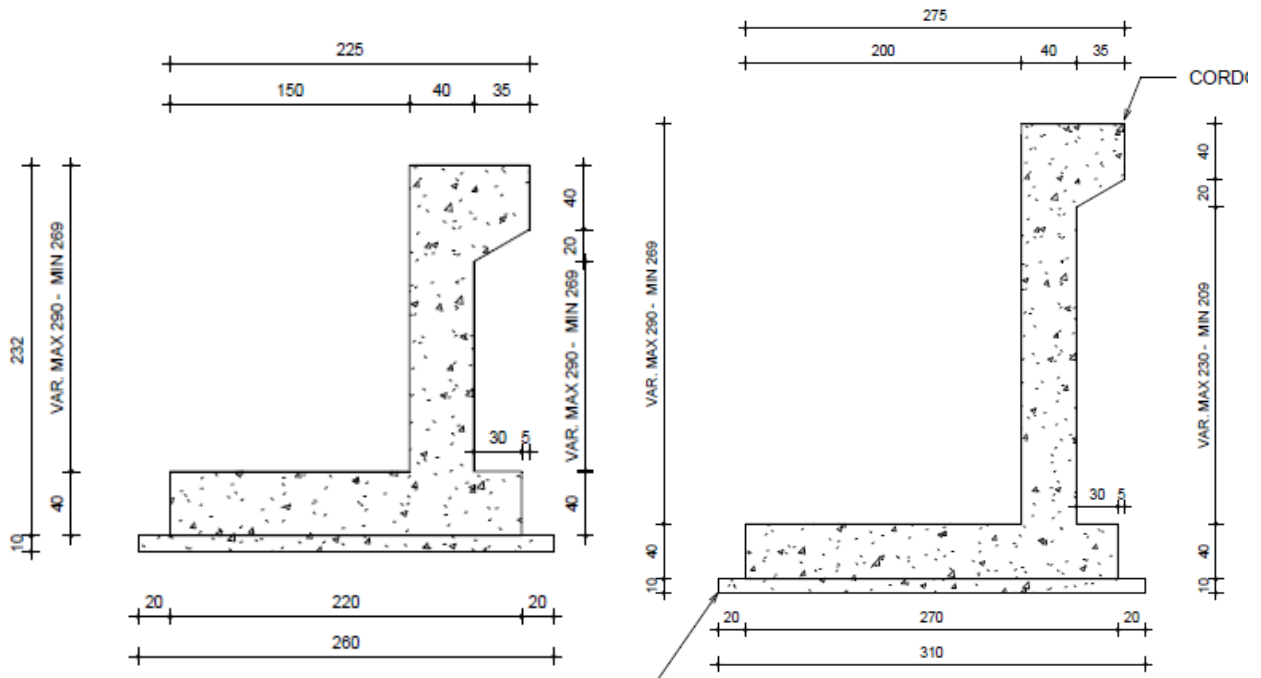


Figura 6 – Sezione muro SV1 - TRATTO F e G

5. Caratterizzazione meccanica dei terreni

Tutti i muri trattati sostengono dei nuovi rilevati. Pertanto il terrapieno a tergo di essi è stato caratterizzato con i seguenti parametri geotecnici:

Rilevato:

peso per unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito di calcolo	$\phi' = 35^\circ$
coesione	$c' = 0 \text{ kPa}$

Le fondazioni insistono su un terreno di riporto avente i seguenti parametri geotecnici:

Riporto

peso per unità di volume	$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$
angolo di attrito di calcolo	$\phi' = 28^\circ$
coesione	$c' = 0 \text{ kPa}$

6. Caratterizzazione sismica dei terreni

Con riferimento al sottosuolo nell'area di progetto, la caratterizzazione ai fini della valutazione della risposta sismica locale è stata effettuata in fase di progettazione mediante indagini geofisiche in grado di stimare la distribuzione delle onde di taglio nei primi 30 m. In particolare, come ampiamente descritto nella Relazione geologico-geotecnica, sono state effettuate indagini di tipo Tomografiche elettriche, Down-hole e MASW che hanno permesso di classificare il sottosuolo come di categoria B, ossia *“Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250 \text{ kPa}$ nei terreni a grana fina)”*

Dato l'andamento clivometrico, la zona si classifica come categoria topografica T1, caratteristica per superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Per le opere non provvisorie in progetto è stata fissata una vita utile $V_N = 100$ anni e la Classe d'Uso IV ($C_U = 2$). Il periodo di riferimento per l'azione sismica risulta dunque essere:

$$V_R = V_N \times C_U = 200 \text{ anni}$$

Le opere in progetto ricadono nel comune di San Didero (TO), cui competono i seguenti parametri sismici:

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	120	0.077	2.426	0.242
SLD	201	0.096	2.427	0.250
SLV	1898	0.200	2.524	0.279
SLC	2475	0.216	2.539	0.282

Da questi parametri e dalla categoria di sottosuolo, è possibile ricavare il coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s con la formula riportata nella tabella 3.2.V delle NTC 2008. Dalla categoria topografica si ricava invece il coefficiente di amplificazione topografica S_T . I valori dei due coefficienti vengono di seguito riassunti per lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

	S_s	S_T
SLD	1.200	1.000
SLV	1.198	1.000

7. Schematizzazione delle strutture

L'analisi delle opere è stata eseguita con modelli semplificati avvalendosi di fogli di calcolo, considerando le azioni derivanti dai pesi propri di muro e terreno di riempimento e dai sovraccarichi accidentali.

In condizioni sismiche, l'analisi è stata eseguita mediante metodo pseudo-statico, ipotizzando il cuneo di terreno a tergo del paramento dell'opera in equilibrio limite attivo, così come specificato al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC 2008.

IL calcolo è condotto utilizzando, per le usuali verifiche dei muri, fogli elettronici specificamente implementati; per verifiche integrative di dettaglio il codice MIDAS-GEN 2017

7.1 Geometria di calcolo

Le tipologie dei muri sono le seguenti

- *Muro tipo A-G*: suola 2.00x0.40m, altezza muro 2.90/2.68 m.
- *Muro tipo B* situato sopra il tombino : di altezza 1.92/1.84 m.
- *Muro tipo C*: suola 1.80x.0.40m, altezza muro 2.30/2.00 m.
- *Muro tipo E* :suola 1.40x.0.40m, altezza muro 1.15/1.00 m.
- *Muro tipo F*: suola 1.50x.0.40m, altezza muro 2.00/1.78 m.

IL tratto D è costituito da un cordolo rettangolare di dimensioni 65x70 cm.

7.2 Analisi dei carichi

7.2.1 Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali sono rappresentati dal peso del muro avente peso per unità di volume $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$. Il terreno di riempimento a tergo del muro, avente peso per unità di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ viene considerato alla stregua di un permanente strutturale.

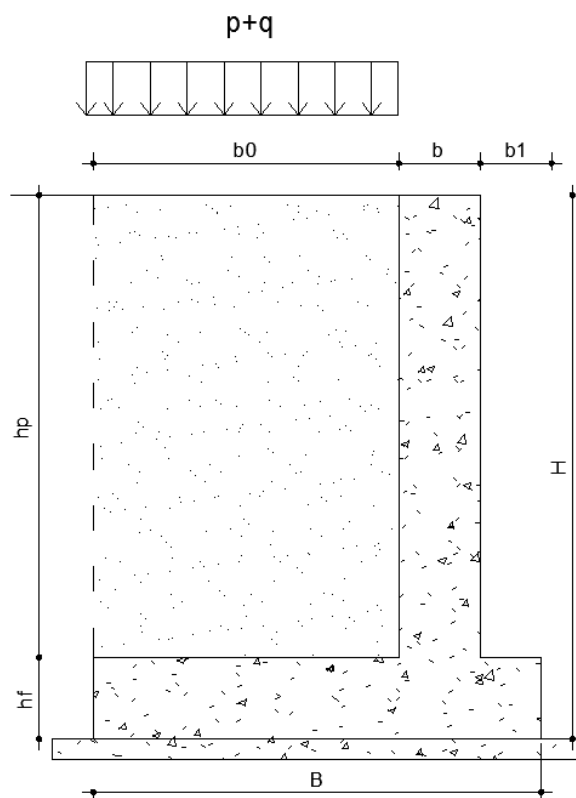


Figura 7 – Sezione muro

Le varie verifiche sono state condotte considerando le sollecitazioni agenti sul muro.

7.2.2 Carichi permanenti

- Le spinte statiche del terreno a monte sono state valutate coerentemente con la caratterizzazione mostrata al paragrafo 5.

Il coefficiente di spinta attiva è stato valutato utilizzando la teoria del cuneo di rottura di Coulomb, che tiene conto, oltre alle ipotesi base della teoria di Rankine, anche della presenza dell'attrito fra terra e muro δ e della superficie interna del paramento del muro comunque inclinata di un angolo ψ . Lo sviluppo analitico della teoria di Coulomb è stato definito da Muller-Breslau, i quali valutano il coefficiente di spinta attiva in condizione statica come:

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

dove:

φ è l'angolo di resistenza a taglio del terreno;

δ è l'angolo di attrito terra-muro.

ε è l'inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terreno;

β è l'inclinazione rispetto alla verticale della parete interna del muro.

Per il calcolo della spinta del terreno a favore di sicurezza il muro è stato considerato verticale rispetto al terreno.

7.2.3 Altri carichi permanenti

Per tenere conto della barriera di sicurezza ancorata sul cordolo, si è considerata una forza verticale in testa pari a 1 kN/m.

7.2.4 Carichi variabili da traffico

I coronamenti dei muri in esame costituiscono i cordoli delle sovrastanti carreggiate stradali. La maggior parte di essi inoltre è in adiacenza ai sovrappassi di ingresso e di uscita. Per la valutazione dei carichi verticali da traffico, pertanto, si è fatto riferimento a quanto indicato al par. C5.1.3.3.7.1 delle Istruzioni: ossia si è considerato applicato sul terrapieno lo schema di carico 1 per i ponti.

I calcoli di dettaglio sono svolti in allegato 1, e portano a poter considerare il seguente valore del carico variabile: $q = 41.23 \text{ kN/mq}$

7.2.5 Urto di un veicolo in svio (azione eccezionale)

Noto il momento di plasticizzazione e la geometria dei profili costituenti la barriera guard-rail in testa al muro, sono state determinate le massime azioni che essa è in grado di trasmettere al muro.

$$M_{pl} = W_{pl} f_u = 83013 \times 430 \times 10^{-6} = 35.7 \text{ kNm}$$

$$F_{pl} = M_{pl}/h = 35.7/1 = 35.7 \text{ kN}$$

Si ipotizza che in caso d'urto si abbia la plasticizzazione di 3 montanti distanti l'uno dall'altro 1.5m.

Il carico verticale concomitante è stato determinato in accordo con quanto prescritto dal par. 5.1.3.3 delle NTC 2008.

Azione sismica

L'analisi sismica dei muri è stata eseguita con il metodo pseudo-statico. I coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v sono valutati con le relazioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

β_m è un coefficiente dipendente dal valore dell'accelerazione orizzontale a_g e dalla tipologia di sottosuolo. Nel caso in esame, essendo il sottosuolo di categoria B e $a_g(g)$ compresa tra 0.1 e 0.2, si assume $\beta_m=0.24$;

k_h è il coefficiente sismico in direzione orizzontale;

k_v è il coefficiente sismico in direzione verticale;

L'accelerazione massima viene valutata come:

$$\frac{a_{max}}{g} = S_s \cdot S_t \cdot \frac{a_g}{g}$$

dove:

$S_s = 1.198$ tiene conto dell'amplificazione stratigrafica;

$S_t = 1.000$ tiene conto dell'amplificazione topografica;

$\frac{a_g}{g} = 0.200$ è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito per lo SLV.

La valutazione della spinta in condizioni dinamiche viene effettuata con il metodo di Mononobe e Okabe:

per $\beta \leq \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi - \theta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \theta - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

per $\beta > \varphi - \theta$

$$k_{a,s} = \frac{\text{sen}^2(\psi + \varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \text{sen}^2(\psi) \cdot \text{sen}(\psi - \theta - \delta)}$$

dove:

$$\theta \text{ è l'angolo tale che } \tan\theta = \frac{k_h}{1+k_v};$$

Sono state altresì considerate le forze di inerzia dovute al peso del muro e del terreno gravante sulla zattera di monte, valutate come:

$$F_i = k_h \cdot W_i$$

In fase sismica è stato considerato inoltre un sovraccarico accidentale pari a circa il 20% di quello considerato in condizioni statiche.

7.3 Combinazioni di carichi SLU

Tutte le condizioni di carico elementari di carico possono essere raggruppate nei seguenti quattro gruppi di condizioni:

- G_k : azioni dovute ai carichi permanenti ovvero al peso proprio, sovraccarichi permanenti;
- P_k : azioni dovute ai carichi di precompressione;
- Q_{ik} : azioni dovute ai sovraccarichi variabili;
- A: azioni eccezionali;

E : azioni dovute ai carichi sismici orizzontali e verticali.

Secondo quanto previsto dalle NTC 2008, si considerano tutte le combinazioni non sismiche del tipo:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \left[Q_{ik} + \sum_i (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

essendo:

Carichi	Coef.	Condizione		
	$\gamma_F (\gamma_E)$	EQU	STR (A1)	GEO (A2)
Permanenti	$\gamma_{G,1}$	0,9÷1,1	1,0÷1,3	1,0÷1,0
Perm.non strutturali	$\gamma_{G,2}$	0,0÷1,5	0,0÷1,5	0,0÷1,3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0,0÷1,5	0,0÷1,5	0,0÷1,3

Coefficienti parziali per le azioni favorevoli-sfavorevoli

$\gamma_p = 1.00$ (precompressione)

$\Psi_{0i} = 0 \div 1.00$ (coefficiente di combinazione allo SLU per tutte le condizioni di carico elementari variabili per tipologia e categoria Q_{ik})

Si è anche studiata una *combinazione eccezionale* (con γ_{G_i} e γ_{Q_i} tutti pari a 1 in accordo con la 2.5.6 delle NTC) per tenere conto degli effetti dell'urto per svio di un veicolo:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + \left[A + \sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

Le combinazioni sismiche considerate sono:

$$F_d = G_1 + G_2 + P_k + E + \left[\sum (\Psi_{2i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

8. Criteri di calcolo geotecnico e strutturale

In generale, per ogni stato limite deve essere verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d rappresenta l'insieme amplificato delle azioni agenti, ed R_d l'insieme delle resistenze, queste ultime corrette in funzione della tipologia del metodo di approccio al calcolo eseguito, della geometria del sistema e delle proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni in uso.

A seconda dell'approccio perseguito, sarà necessario applicare dei coefficienti di sicurezza o amplificativi, a secondo si tratti del calcolo delle caratteristiche di resistenza o delle azioni agenti.

In particolare, in funzione del tipo di verifica da eseguire, avremo, per le azioni derivanti da carichi gravitazionali, i seguenti coefficienti parziali:

Carichi	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	γ_{G1}	0.9÷1.1	1.0÷1.3	1.0
Perm. non strutturali	γ_{G2}	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3
Variabili	$\gamma_{Q,i}$	0.0÷1.5	0.0÷1.5	0.0÷1.3

Coefficienti parziali per le azioni favorevoli-sfavorevoli

Ai fini delle resistenze, in funzione del tipo di verifica da eseguire, il valore di progetto può ricavarsi in base alle indicazioni sotto riportate.

Parametro	Parametro di riferimento	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza φ'	$\tan \gamma'_K$	$\gamma_{\varphi'}$	1.00	1.25
Coesione efficace	c'_K	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25
Resistenza non drenata	C_{uk}	γ_{cu}	1.00	1.40
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Partendo da questi coefficienti, è possibile definire le caratteristiche meccaniche dei terreni in funzione del tipo di approccio. In particolare avremo:

Le verifiche vengono effettuate con l'Approccio 2, che prevede una sola combinazione di coefficienti sia per le verifiche GEO che per quelle SLU:

Combinazione (A1+M1+R3)

I coefficienti parziali di sicurezza R3 sono pari a:

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1.4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), adoperando coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte ed il fattore parziale di sicurezza $R_2=1.0$.

Nelle verifiche finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Per quanto riguarda le verifiche in condizioni sismiche, esse verranno effettuate considerando, per i diversi stati limite, i coefficienti amplificativi delle azioni (A) di valore unitario, come indicato al punto C7.11.6.2 delle *Istruzioni per l'applicazione delle NTC 2008*.

Ricapitolando, le verifiche riportate nel seguito della presente saranno effettuate nei confronti dei seguenti stati limite e con gli approcci metodologici di fianco riportati.

SLU di tipo geotecnico (GEO) – Approccio 2

Collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno	A1+M1+R3
Scorrimento sul piano di posa	A1+M1+R3

SLU di tipo strutturale (STR) - Approccio 2

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali	A1+M1+R3
------------------------------------------------------------	-----------------

SLU di equilibrio di corpo rigido (EQU)

Ribaltamento	EQU+M2+R2
--------------	------------------

- **Criterio di verifica a capacità portante della fondazione (GEO)**

La verifica a carico limite della fondazione dei muri è stata eseguita facendo riferimento alla nota formula trinomia di Brich-Hansen (1970).

$$q_{\text{lim}} = i_q \cdot N_q \cdot \gamma_1 \cdot D + i_c \cdot N_c \cdot c + i_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot \frac{B}{2}$$

in cui:

- γ_1 è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sopra del piano di posa della fondazione;
- γ_2 è il peso dell'unità di volume del terreno presente al di sotto del piano di posa della fondazione;
- D è la profondità del piano di posa della fondazione;
- B è la larghezza della fondazione;
- N_q , N_c , N_γ sono coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa (Vesic);
- i_q , i_c , i_γ sono i coefficienti correttivi di inclinazione del carico; essi dipendono dalla lunghezza L e dalla larghezza B della fondazione, dall'entità dei carichi verticale ed orizzontale agenti, dalla coesione e dall'angolo di attrito del terreno presente al di sotto del piano di posa.

In particolare, per la determinazione del carico verticale di esercizio, si pone:

$$q_{\text{es}} = \frac{N}{L' \cdot B'}$$

dove:

- N è la risultante delle azioni verticali agenti sulla fondazione nella condizione di carico considerata, comprensivi del peso della platea;
- L' è la lunghezza ridotta della fondazione;
- B' è la larghezza della fondazione.

La verifica è condotta considerando la fondazione infinitamente lunga.

Per tener conto dell'eccentricità del carico viene considerata, ai fini del calcolo, un larghezza di dimensioni ridotta pari a:

$$B' = B - 2e_B$$

con e_B eccentricità del carico.

- **Criterio di verifica a scorrimento sul piano di posa (GEO)**

La verifica allo scorrimento del muro consiste nell'assicurare la stabilità dell'opera nei confronti di un meccanismo di collasso tale per cui l'intera opera di sostegno va a scorrere sul piano di contatto con il terreno di fondazione. Pertanto essa risulta soddisfatta se la componente delle forze agenti nella direzione parallela al piano di scorrimento risulta

inferiore alla forza di attrito che si genera al contatto tra opera e terreno di fondazione. Tale forza risulta proporzionale al peso del muro ed è espressa dalla relazione (per terreni caratterizzati da $\varphi' \neq 0$ e $c' = 0$)

$$R = N \cdot \tan\varphi'_d$$

dove:

R è la forza resistente allo scorrimento;

N è la risultante delle azioni verticali agenti sul piano di fondazione;

φ'_d è l'angolo di resistenza a taglio del terreno di fondazione relativamente all'approccio di progetto.

- **Criterio di verifica a ribaltamento (EQU)**

Il meccanismo di collasso per ribaltamento per i muri di sostegno prevede la rotazione intorno all'estremità di valle del muro, che diventa il centro di rotazione dell'opera. La verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq R_2 = 1.00$$

dove:

M_s è il momento stabilizzante rispetto al centro di rotazione dovuto al peso del muro;

M_r è il momento ribaltante rispetto al centro di rotazione dovuto alla spinta del terrapieno e di eventuali sovraccarichi.

Nelle verifiche condotte per azioni sismiche, la spinta del terrapieno è stata valutata secondo il metodo pseudo-statico, come illustrato nel seguito; è stata altresì tenuto in conto il contributo instabilizzante svolto dalla forza di inerzia dovuta al peso del paramento.

- **Criteri di verifica a presso(tenso) flessione delle sezioni in cemento armato (STR)**

La verifica a flessione, condotta per la platea di fondazione, consiste nell'assicurare che in ogni sezione il momento resistente risulti superiore o uguale al momento flettente di calcolo.

Con riferimento alle sezioni presso-inflesse del paramento e semplicemente inflesse della zattera, le verifiche di resistenza (SLU) si eseguono controllando che:

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

dove:

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.

Le verifiche di tutti gli elementi sono state effettuate in base a semplici schemi noti della Scienza delle Costruzioni.

- **Criteri di verifica a taglio delle sezioni in cemento armato (STR)**

Per elementi sprovvisti di armature trasversali resistenti a taglio, la resistenza a taglio V_{Rd} viene valutata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

La verifica di resistenza si pone con:

$$V_{Rd} = \left\{ \frac{0.18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

$$\text{con: } k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{\frac{1}{2}} \leq 2 \text{ e } v_{\min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}};$$

dove:

d è l'altezza utile della sezione;

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)}$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale di trazione;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ è la tensione media di compressione della sezione;

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

f_{ck} è la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo;

$\gamma_c = 1.5$.

- **Criteri di verifica a torsione (STR)**

La verifica di resistenza consiste nel controllare che

$$T_{rd} = \min(T_{Rcd}, T_{Rsd}, T_{Rld}) \geq T_{Ed}$$

I tre contributi di resistenza sono

$$T_{R,cd} = 2 \cdot A \cdot t \cdot f_{cd}' \cdot \frac{(\text{ctg } \vartheta)}{(1 + \text{ctg}^2 \vartheta)}$$

$$T_{R,sd} = 2 \cdot A \cdot \frac{A_s}{s} \cdot f_{yd} \cdot \text{ctg } \theta$$

$$T_{R,ld} = 2 \cdot A \cdot \frac{\sum A_l}{u_m} \cdot f_{yd} / \text{ctg } \theta$$

dove

A è l'area racchiusa dalla fibra media del profilo

A_s è l'area delle staffe

u_m è il perimetro medio del nucleo resistente

s passo delle staffe

$\sum A_l$ è l'area complessiva delle barre longitudinali

9. Verifiche agli Stati Limite Ultimi e di Esercizio

Nel seguito vengono riportate le verifiche delle sezioni dove varia l'altezza. Per ogni tratto viene considerata l'altezza massima.

Quindi sono analizzati i muri

- Tipo A/G: altezza massima muro 2.9m
- Tipo B: altezza 1.9m
- Tipo C: altezza massima muro 2.3m
- Tipo F: altezza massima muro 2.0m

E' riportata anche la verifica del tratto terminale dello sviluppo su SV1, costituito da un cordolo.

La verifica del tratto E è trattata nella relazione NV05_W_4_E_CL_OC_0713_0.

9.1 Muro tipo A/G

9.1.1 Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU

La verifica a ribaltamento è condotta solo in condizioni statiche e sismiche in quanto in condizioni eccezionali si suppone la collaborazione di una serie di muri all'azione d'urto e quindi non riesce ad instaurarsi il ribaltamento del muro.

DATI GEOMETRICI	
Dimensioni elementi	
$h_p =$	2.9 m
$h_f =$	0.4 m
$H =$	3.3 m
$b_1 =$	0.3 m
$b =$	0.4 m
$b_{n1} =$	0 m
$b_{n2} =$	0 m
$b_0 =$	2 m
$B =$	2.7 m
Calcolo volumi muri e terreno	
$V_t =$	5.80 m ³
$V_p =$	1.16 m ³
$V_f =$	1.08 m ³
$V_{tot} =$	8.04 m ³

DATI GEOTECNICI

EQU+M2

$\gamma_{t1} = 20 \text{ kN/m}^3$

$\phi'_1 = 35^\circ$

SOVRACCARICHI

q=	41.23 kN/m ²	sovraccarico stradale
p=	0 kN/m ²	sovraccarico permanente
N=	1 kN/ml	scarico verticale testa muro

CALCOLO SPINTE SU MURO

S _t =	37.40 kN	sp. statica terrapieno
S _p =	0.00 kN	sp. sovraccarico permanente
S _q =	46.73 kN	sp. sovraccarico variabile

SPINTA SISMICA SU MURO**Terreno**

S _{AE} =	42.33 kN	spinta sismica
ΔP _{AE} =	4.93 kN	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica

INERZIE MURO E TERRAPIENO

W _m =	29.00 kN	massa muro
W _t =	116 kN	peso terreno sulla fondazione a monte
F _{wh} =	8.34 kN	sp. Dovuta alle inerzie del muro e terra
S _{ΔPae+Fwt} =	13.27 kN	

VERIFICA RIBALTAMENTO

EQU+M2

$\gamma_{t1} = 20 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_{t2} = 0 \text{ kN/m}^3$

$\gamma_{cls} = 25 \text{ kN/m}^3$

Contributi stabilizzanti

PESI	DISTANZE	MOMENTI	EQU-M2		A1-M1-R3	
			C.STATIC	C.SISMICA	C.STATIC	C.SISMICA
W _t = 116 kN	d _t = 1.70 m	M _t = 197.20 kNm	177.48	197.20	256.36	197.20
W _p = 29.00 kN	d _p = 0.50 m	M _p = 14.50 kNm	13.05	14.50	18.85	14.50
W _f = 27 kN	d ₀ = 1.35 m	M ₀ = 36.45 kNm	32.81	36.45	47.39	36.45
W _p = 0.02 kN	d _p = 1.70 m	M _p = 0.03 kNm	0.03	0.03	0.04	0.03
W _N = 1 kN	d _f = 0.50 m	M _p = 0.50 kNm	0.45	0.50	0.65	0.50
W _q = 82.46 kN	d _q = 1.70 m	M _q = 140.18 kNm	189.25	5.61	189.25	5.61
		M_{ST}= 388.87 kNm	413.06	254.29 kNm	512.53	254.29 kNm

Contributi ribaltanti

S _t = 37.40 kN	d _{St} = 1.10 m	M _{St} = 41.14 kNm	45.25	41.14	42.20	32.46
S _p = 0.01 kN	d _{Sp} = 1.65 m	M _p = 0.02 kNm	0.02	0.02	0.02	0.01
S _q = 46.73 kN	d _{Sq} = 1.65 m	M _q = 77.10 kNm	104.09	15.42	82.13	12.17
S _e = 13.27 kN	d _{Se} = 1.65 m	M _e = 21.90 kNm		21.90		20.80
			149.36	78.48 kNm	124.35	65.44 kNm

Fs=	2.77	statica
	3.24	

9.1.2 Verifica scorrimento piano di posa GEO

VERIFICA SCORRIMENTO A1-M1-R3

$$\phi'_{1} = 28^{\circ} \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$\phi'_{1d} = 28.00^{\circ} \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$R^* = 1.00$$

$$\delta = 28.00^{\circ} \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$\text{tg}\delta = 0.532$$

$$W_{t+clS} = 172.00 \text{ kN}$$

$$W_p = 0.02 \text{ kN}$$

$$W_F = 1 \text{ kN}$$

$$W_q = 82.46 \text{ kN}$$

$$W_{mv} = 4.17 \text{ kN}$$

STATICA

$$R_d = 162.53$$

$$H_d = 88.15$$

SISMICA

$$\psi_2 = 0.2$$

$$R_d = 106.75 \text{ kN}$$

$$H_d = 49.50 \text{ kN}$$

Fs=	1.84	statica
	2.16	sismica

9.1.3 Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

A1-M1-R3-statica

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico del terreno	$g_t =$	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	28.00 °
Coesione del terreno	$c_d =$	0.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w =$	0.00 °

$c =$	0	kN/m ²
$f =$	28.00	°
$g_f =$	1.00	SLU
$g_c =$	1.00	SLU
$g_R =$	1.40	SLU

DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Profondita' di imposta della fondazione	$D =$	0.50 m
Angolo di inclinazione piano di fondazione ($\leq f$)	$a =$	0.00 °

$c_u =$	1.40	kN/m ²
$g_{cu} =$	1.40	SLU
$c_{ud} =$	1.00	kN/m ²

Larghezza fondazione	$B =$	2.90 m
Lunghezza fondazione	$L =$	6.50 m

Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.192 m
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00 m

Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	2.52 m
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	6.5 m

DATI RELATIVI AI CARICHI

Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	118.35 kN/m ² =	1.18 kg/cm ²
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	38.52 kN/m ² =	0.39 kg/cm ²
Carico normale alla fondazione	$N =$	2230.8 kN =	223085 kg
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	726 kN =	72617.4 kg
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	9.50 kN/m ²	0.10 kg/cm ²

VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA

Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	23.91	19.00	0.00
Fattori di capacità portante	N	10.94	14.72	25.80
Fattori di forma fondazione	s	1.11	1.11	1.21
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.06	1.06
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.34	0.51	0.50
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	b	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	g	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	F N s d i b q	99	166.60	0.00

Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	190 kN/m ² =	1.90 kg/cm ²
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	3106 kN =	310621 kg

Coefficiente di sicurezza	FS =	1.39
---------------------------	-------------	-------------

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE		A1-M1-R3-statica		
DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				
Peso specifico del terreno		$g_t =$	19.00 kN/m ³	$c =$ 0 kN/m ²
Angolo di attrito del terreno		$f_d =$	28.00 °	$f =$ 28.00 °
Coesione del terreno		$c_d =$	0.00 kN/m ²	$g_f =$ 1.00 SLU
Angolo di inclinazione del piano campagna		$w =$	0.00 °	$g_c =$ 1.00 SLU
				$g_R =$ 1.40 SLU
DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE				
Profondita' di imposta della fondazione		$D =$	0.50 m	$c_u =$ 1.40 kN/m ²
Angolo di inclinazione piano di fondazione (<=f)		$a =$	0.00 °	$g_{cu} =$ 1.40 SLU
				$c_{ud} =$ 1.00 kN/m ²
Larghezza fondazione		$B =$	2.90 m	
Lunghezza fondazione		$L =$	6.50 m	
Eccentricità carico verticale in direzione B		$E(B) =$	0.187 m	
Eccentricità carico verticale in direzione L		$E(L) =$	0.00 m	
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$B(EQ) =$	2.53 m	
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici		$L(EQ) =$	6.5 m	
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione		$p_n =$	115.47 kN/m ² =	1.15 kg/cm ²
Tensione media tangenziale alla fondazione		$p_h =$	36.89 kN/m ² =	0.37 kg/cm ²
Carico normale alla fondazione		$N =$	2176.5 kN =	217653 kg
Carico tangenziale alla fondazione		$T =$	695 kN =	69539.5 kg
Sovraccarico sul piano campagna		$Q =$	9.50 kN/m ²	0.10 kg/cm ²
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	24.00	19.00	0.00
Fattori di capacità portante	N	10.94	14.72	25.80
Fattori di forma fondazione	s	1.11	1.11	1.22
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.06	1.06
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.35	0.52	0.51
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	b	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	g	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	F N s d i b q	102	169.24	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione		$q_{lim} =$	194 kN/m ² =	1.94 kg/cm ²
Carico limite totale normale al piano di fondazione		$N_{lim} =$	3183 kN =	318324 kg
Coefficiente di sicurezza		FS =	1.46	

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE**A1-M1-R3-sismica****DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE**

Peso specifico del terreno	$g_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$
Angolo di attrito del terreno	$f_d = 28.00^\circ$
Coesione del terreno	$c_d = 0.00 \text{ kN/m}^2$
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w = 0.00^\circ$

c =	0	kN/m ²
f =	28.00	°
$g_f =$	1.00	SLU
$g_c =$	1.00	SLU
$g_R =$	1.40	SLU

DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Profondita' di imposta della fondazione	$D = 0.50 \text{ m}$
Angolo di inclinazione piano di fondazione ($\leq f$)	$a = 0.00^\circ$

$c_u =$	1.40	kN/m ²
$g_{cu} =$	1.40	SLU
$c_{ud} =$	1.00	kN/m ²

Larghezza fondazione	$B = 2.90 \text{ m}$
Lunghezza fondazione	$L = 6.50 \text{ m}$

Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) = 0.341 \text{ m}$
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) = 0.00 \text{ m}$

Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) = 2.22 \text{ m}$
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) = 6.5 \text{ m}$

DATI RELATIVI AI CARICHI

Tensione media normale alla fondazione	$p_n = 67.75 \text{ kN/m}^2 = 0.68 \text{ kg/cm}^2$
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h = 16.12 \text{ kN/m}^2 = 0.16 \text{ kg/cm}^2$
Carico normale alla fondazione	$N = 1277.1 \text{ kN} = 127707 \text{ kg}$
Carico tangenziale alla fondazione	$T = 304 \text{ kN} = 30392.57 \text{ kg}$
Sovraccarico sul piano campagna	$Q = 9.50 \text{ kN/m}^2 = 0.10 \text{ kg/cm}^2$

VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA

Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	21.07	19.00	0.00
Fattori di capacità portante	N	10.94	14.72	25.80
Fattori di forma fondazione	s	1.09	1.09	1.19
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.07	1.07
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.47	0.62	0.61
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	b	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	g	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	F N s d i b q	120	203.33	0.00

Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} = 231 \text{ kN/m}^2 = 2.31 \text{ kg/cm}^2$
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} = 3326 \text{ kN} = 332613 \text{ kg}$

Coefficiente di sicurezza	FS = 2.60
---------------------------	------------------

9.1.4 Verifica del muro

La verifica dei muri viene effettuata sempre mediante l'approccio 2 A1-M1-R3, previsto dal DM 14.01.08 par 6.5.3.1.1.

Le verifiche strutturali sono state svolte nelle sezioni 1 all'attacco con la fondazione.

9.1.4.1 Verifiche a stato limite ultimo

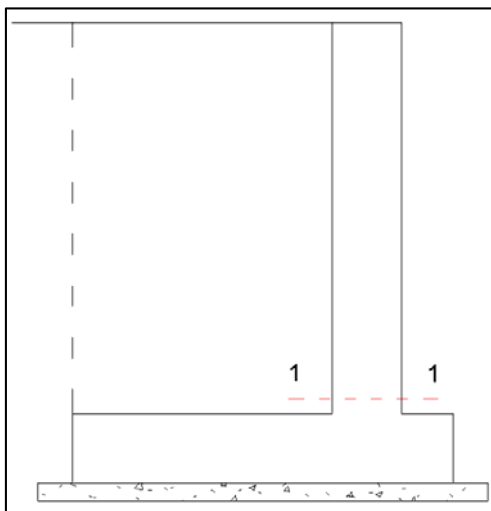
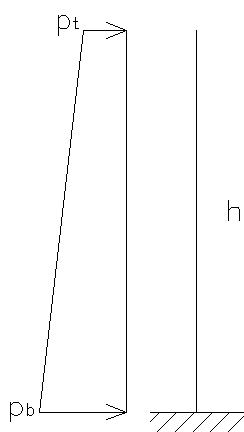


Figura 8 – Sezioni di verifica del muro

- **Combinazione fondamentale e sismica**

La sezione 1-1 è alla base del muro. Lo schema statico adottato per la verifica è quello di una mensola incastrata alla base e soggetta a una spinta orizzontale data dal terreno e dal sovraccarico nel caso statico.



$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE SOMMITA'}$$

$$p_b = p_t + \gamma_g \cdot \gamma \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE BASE}$$

In condizioni dinamiche si aggiunge l'incremento di spinta sismica.

$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h + \Delta p_e$$

Note le pressioni orizzontali sul muro, si esegue il calcolo del momento alla base del medesimo e si procede quindi al calcolo dell'armatura.

CALCOLO SPINTA TERRAGeometria muro

$H_n = 2.9$ m
 $s = 0$ m
 $H_f = 0$ m
 $H_0 = 2.9$ m

Coeff. Spinta

a riposo 0
 attiva 1

Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo

$\gamma' = 2.00$ t/m³ terreno saturo
 $\phi' = 35^\circ$ angolo resistenza al taglio
 $c' = 0$ kg/cmq coesione drenata
 $\gamma_w = 0.0$ t/m³ peso acqua

Fattori parziali di sicurezza SL

Approccio 2		A1+M1+R3	SLU STR
$\gamma_\phi = 1.0$		f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_C = 1.0$		f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R = 1.0$			
			coeff. Sp. di calcolo
			$K = 0.2710$
			coeff. spinta
			$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
$\gamma_{G1} = 1.0$	1.0	1.30	
$\gamma_{G2} = 0.0$	0.0	1.50	
$\gamma_Q = 0.0$	0.0	1.35	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d = 35^\circ$		angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d = 0$ kg/cmq		coesione drenata di calcolo	

Carichi

$q_p = 1$ kg/m²
 $q_1 = 4123$ kg/m²
 $q_2 = 0$ kg/m²

Fase 1 perm

$p_t = 0$ kg/m²
 $p_b = 2044$ kg/m²

Fase 2 perm+var

$p_t = 1509$ kg/m²
 $p_b = 3552$ kg/m²

Approccio 2		A1+M1+R3	SLU SISM
$\gamma_\phi = 1.0$		f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_C = 1.0$		f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R = 1.0$			
			coeff. Sp. di calcolo
			$K = 0.2710$
			coeff. spinta
			$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
$\gamma_{G1} = 1.0$	1.0	1.0	
$\gamma_{G2} = 0.0$	0.0	1.0	
$\gamma_Q = 0.0$	0.0	1.0	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d = 35^\circ$		angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d = 0$ kg/cmq		coesione drenata di calcolo	

Carichi

$q_p = 1$ kg/m²
 $q_1 = 825$ kg/m²
 $q_2 = 0$ kg/m²

Fase 1 perm

$p_t = 0$ kg/m²
 $p_b = 1572$ kg/m²

Fase 2 perm+var+sisma

$p_t = 625$ kg/m²
 $p_b = 2197$ kg/m²

CALCOLO INCREMENTO SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE

γ [kgf/m ³]	2000	peso specifico del terreno sopra falda
ϕ^I [°]	35	angolo di resistenza al taglio
ψ [°]	90	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (se verticale =90°)
β [°]	0	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (se orizzontale =0°)
δ [°]	0	angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro

S [-]	1.198
a_g [g]	0.2
β_m	0.24

Falda	N	Y/N N.B.: Y = falda a p.c.; N = falda sotto lo scavo lato valle
γ_{H20} [kgf/m ³]	0	

k_n [g]	0.058
k_v [g]	0.029

γ^I [kgf/m ³]	2000	peso specifico efficace
θ_A [°]	3.2	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica
θ_B [°]	3.4	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica
g_A [g]	1.030	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)
g_B [g]	0.973	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)
g_{A^*} [g]	1.029	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito
g_{B^*} [g]	0.971	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito
$\phi^I - \theta_A$ [°]	31.8	
$\phi^I - \theta_B$ [°]	31.6	

$K_{a,A}$ [-]	0.302	con sisma, secondo Mononobe e Okabe
$K_{a,B}$ [-]	0.303	con sisma, secondo Mononobe e Okabe
K_a [-]	0.271	senza sisma, secondo Mononobe e Okabe

$K_{a,A} / K_{a^*} g_{A^*}$	1.145	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica
$K_{a,B} / K_{a^*} g_{B^*}$	1.087	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica

H [m]	2.9	altezza libera del muro
$E_{non\ sismico}$	2279	spinta risultante sull'altezza libera del muro in assenza di sisma (escluso il contributo dell'acqua)
$E_{d,A}$ [kgf/m]	2609	accelerazione verso il basso
$E_{d,B}$ [kgf/m]	2478	accelerazione verso l'alto
$\Delta E_{d,A}$ [kgf/m]	330	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica
$\Delta E_{d,B}$ [kgf/m]	199	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica

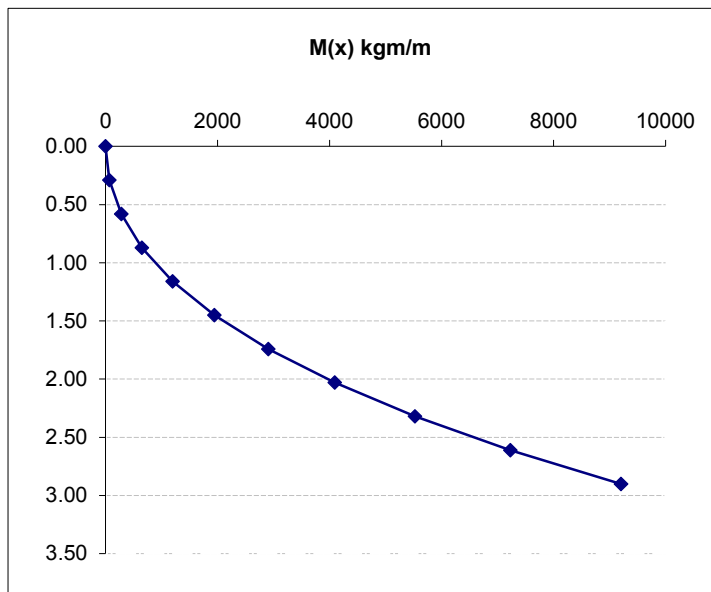
L'andamento del momento flettente al metro lineare in condizioni statiche e sismiche, lungo lo sviluppo del muro è il seguente.

STATICA

Schema 2 : perm + var

$p_1 =$	1509 kg/mq
$p_2 =$	3552 kg/mq
$p_0 =$	2043 kg/mq
$l =$	2.9 m

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.29	66	467
0.58	277	994
0.87	648	1579
1.16	1198	2224
1.45	1944	2928
1.74	2902	3692
2.03	4091	4514
2.32	5527	5396
2.61	7227	6338
2.90	9208	7338



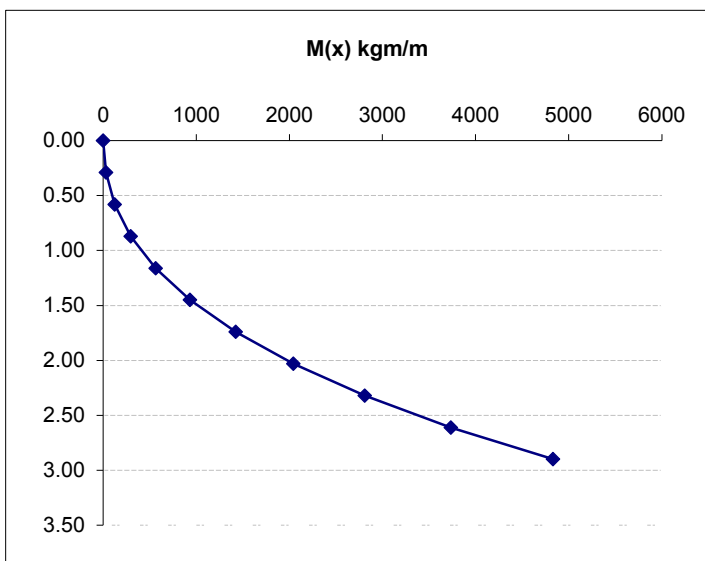
$$M_{\max} = 9208 \text{ kgm/m}$$

SISMICA

Schema 2 : perm + var

$p_1 =$	625 kg/mq
$p_2 =$	2197 kg/mq
$p_0 =$	1572 kg/mq
$l =$	2.9 m

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.29	28	204
0.58	123	454
0.87	296	749
1.16	561	1090
1.45	932	1476
1.74	1422	1908
2.03	2043	2385
2.32	2810	2908
2.61	3734	3477
2.90	4831	4091



$$M_{\max} = 4831 \text{ kgm/m}$$

Il momento massimo è raggiunto in condizioni statiche. Trascurando il contributo stabilizzante dei carichi verticali (peso proprio e permanenti) è stato calcolato il momento resistente della sezione di base considerando solo l'armatura tesa e una sezione di larghezza 1m:

1 Φ 16/20 e 2 Φ 18/40 di spezzoni di infittimento (si estendono per una lunghezza di 1 m dall'innesto in fondazione).

Condizione statica

Verifica a flessione DM08**Sezione 1-1****Calcestruzzo**

$R_{ck} =$	350	kg/cm ²
$f_{ck} =$	291	kg/cm ²
$f_{ctm} =$	28.3	kg/cm ²
$f_{ctk} =$	19.8	kg/cm ²
$\gamma_c =$	1	
$\alpha_{cc} =$	1	

Acciaio

$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$\gamma_s =$	1	
$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²
$f_{cd} =$	291	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	145	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	19.8	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w =$	100	cm	
$h =$	40	cm	
$c =$	5	cm	copriferro
$d =$	35	cm	altezza utile

Armatura tesa disposta

$C_{med} = 5.0 \text{ cm}$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
2	18	5.08	5

$A_{sw} = 15.13 \text{ cm}^2$

Momento resistente

$q = 0.0670$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 2300987 \text{ kg*cm}$ momento resistente

$M_{Rd} = 23010 \text{ kgm}$

$M_{Sd1} = 9208 \text{ kg*m}$ momento agente

FS = 2.50 VER SI

Condizione sismica

Verifica a flessione DM08**Sezione 1-1****Calcestruzzo**

$R_{ck} =$	350	kg/cm ²
$f_{ck} =$	291	kg/cm ²
$f_{ctm} =$	28.3	kg/cm ²
$f_{ctk} =$	19.8	kg/cm ²
$\gamma_c =$	1	
$\alpha_{cc} =$	1	

Acciaio

$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$\gamma_s =$	1	
$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²
$f_{cd} =$	291	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	145	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	19.8	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w =$	100	cm	
$h =$	40	cm	
$c =$	5	cm	copriferro
$d =$	35	cm	altezza utile

Armatura tesa disposta $c_{med} = 5.0$ cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
2	18	5.08	5

 $A_{sw} = 15.13$ cm²**Momento resistente** $q = 0.0670$ percentuale meccanica d'armatura $M_{Rd} = 2300987$ kg*cm momento resistente $M_{Rd} = 23010$ kgm $M_{Sd1} = 4831$ kg*m momento agente

FS = 4.76 VER SI

- **Combinazione eccezionale**

L'azione dell'urto di un veicolo si traduce in uno stato di sollecitazioni in testa al muro. Il momento d'urto e la relativa azione orizzontale agenti sulla singola barriera sono:

$$M_u = M_{pl, barr} = 35.70 \text{ kN su } 1.5\text{m di interasse}$$

$$V_u = M_{pl}/1 = 35.7 \text{ kN}$$

Tale azione coinvolge 3 montanti posizionati ad un interasse di 1.5m. Le sollecitazioni al metro lineare quindi risultano

$$M_u = 3 * 35.70/4.5 = 23.80 \text{ kNm/ml}$$

$$V_u = 3 * 35.70/4.5 = 23.80 \text{ kN/ml}$$

Alla base il contributo dell'effetto urto sul muro è

$$M_{du} = M_u + V_u * H$$

$$V_{du} = V_u$$

Si calcola il contributo della spinta terra, quello del sovraccarico permanente e il sovraccarico variabile.

CALCOLO SPINTA TERRA

Geometria muro

$$H_n = 2.9 \text{ m}$$

$$s = 0 \text{ m}$$

$$H_f = 0 \text{ m}$$

$$H_0 = 2.9 \text{ m}$$

Coeff. Spinta

$$\text{a riposo} = 0$$

$$\text{attiva} = 1$$

Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo

$$\gamma' = 2.00 \text{ t/m}^3 \quad \text{terreno saturo}$$

$$\phi' = 35^\circ \quad \text{angolo resistenza al taglio}$$

$$c' = 0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{coesione drenata}$$

$$\gamma_w = 0 \text{ t/m}^3 \quad \text{peso acqua}$$

Fattori parziali di sicurezza SL

Approccio 1- Da 1	A1+M1+R3	COMB. ECCEZ.
$\gamma_\phi = 1.0$	f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_C = 1.0$	f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R = 1.0$		
		coeff. Sp. di calcolo
		$K = 0.2710$
		coeff. spinta
		$K_0 = 0.4264$
		$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole
$\gamma_{G1} = 1.0$	1.0	1.0
$\gamma_{G2} = 0.0$	0.0	1.0
$\gamma_Q = 0.0$	0.0	1.0
$\chi_2 =$		1.0
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo		
$\phi'_d = 35^\circ$		angolo resistenza al taglio di calcolo
$c'_d = 0 \text{ kg/cm}^2$		coesione drenata di calcolo

Carichi

$$q_1 = 1 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 4123 \text{ kg/m}^2$$

Fase 1 perm

$$p_t = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 1572 \text{ kg/m}^2$$

Fase 2 perm+var

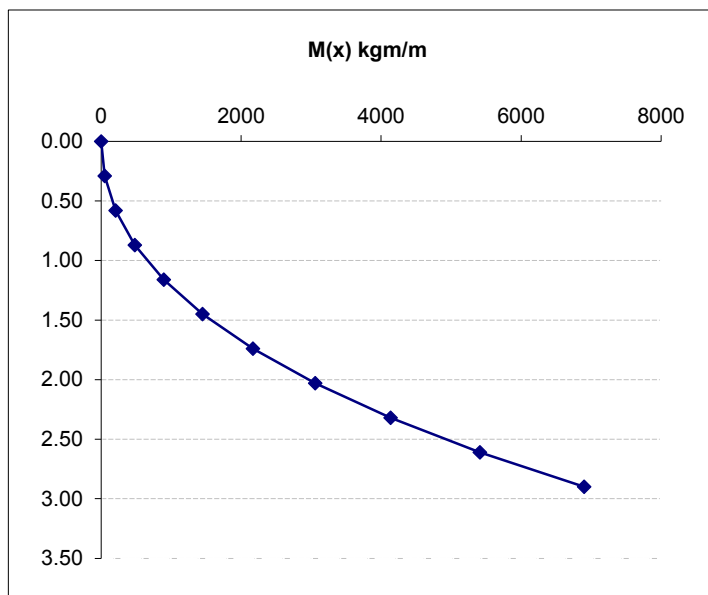
$$p_t = 1118 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 2689 \text{ kg/m}^2$$

Schema 2 : perm + var

$$\begin{aligned} p_1 &= 1118 \text{ kg/mq} \\ p_2 &= 2689 \text{ kg/mq} \\ p_0 &= 1572 \text{ kg/mq} \\ l &= 2.9 \text{ m} \end{aligned}$$

x	M [kgm/m]	V [kg/m]
0.00	0	0
0.29	49	347
0.58	206	739
0.87	482	1177
1.16	893	1661
1.45	1450	2190
1.74	2168	2765
2.03	3058	3385
2.32	4136	4051
2.61	5413	4763
2.90	6902	5520



$$\begin{aligned} M_{\max} &= 6902 \text{ kgm/ml} \\ L &= 1 \text{ m} \\ M_1 &= 6902 \text{ kg m} \\ V_1 &= 5520 \text{ kg} \end{aligned}$$

Le sollecitazioni compressive agenti alla base del muro, sommando i vari contribute risultano:
Sezione 1-1-base

$$\begin{aligned} z &= 2.90 \text{ m} \\ M_{sd,tot} &= 16262 \text{ kgm} \\ N_{sd,tot} &= 3000 \text{ kg} \end{aligned}$$

E' riportato il tabulato della verifica a flessione nella sezione di attacco 1-1 e nella sezione dove non sono più presenti i ferri di infittimento.

Sezione 2-2- elevazione

$$\begin{aligned} z &= 1.90 \text{ m} \\ h &= 40.00 \text{ m} \\ M_{sd,tot} &= 9597 \text{ kgm} \\ N_{sd,tot} &= 0 \text{ kg} \end{aligned}$$

Verifica a flessione DM08**Sezione 1-1****Calcestruzzo**

$R_{ck} =$	350	kg/cm ²
$f_{ck} =$	291	kg/cm ²
$f_{ctm} =$	28.3	kg/cm ²
$f_{ctk} =$	19.8	kg/cm ²
$\gamma_c =$	1	
$\alpha_{cc} =$	1	

Acciaio

$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$\gamma_s =$	1	
$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²
$f_{cd} =$	291	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	145	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	19.8	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w =$	100	cm	
$h =$	40	cm	
$c =$	5	cm	copriferro
$d =$	35	cm	altezza utile

Armatura tesa disposta

$C_{med} = 5.0 \text{ cm}$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
2	18	5.08	5
		$A_{sw} =$	15.13 cm ²

Momento resistente

$q = 0.0670$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 2300987 \text{ kg*cm}$ momento resistente

$M_{Rd} = 23010 \text{ kgm}$

$M_{Sd1} = 16262 \text{ kg*m}$ momento agente

FS = 1.41 VER SI

Sezione 2-2**Dati sezione**

$b_w =$	100	cm	
$h =$	40	cm	
$c =$	5	cm	copriferro
$d =$	35	cm	altezza utile

Armatura tesa disposta

$C_{med} = 5.0 \text{ cm}$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
0	0	0.00	5
		$A_{sw} =$	10.05 cm ²

Momento resistente

$q = 0.0445$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 15467 \text{ kgm}$

$M_{Sd1} = 9597 \text{ kg*m}$ momento agente

FS = 1.61 VER SI

9.1.5 Verifica a SLE elevazione

Le la verifica a SLE si assume un momento di calcolo, a favore di sicurezza, pari a:

$$M_E = M_{sd} / \gamma_G = 92.08 / 1.3 = 70.83 \text{ kNm}$$

Il controllo delle condizioni di esercizio è svolto al successivo foglio di calcolo:

Verifica a fessurazione DM08

Calcestruzzo

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 350 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ck} &= 290.5 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ctk} &= 20.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,car} &= 174.3 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,qp} &= 130.7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Acciaio

$$\begin{aligned} E_s &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 15 \\ f_{yk} &= 4500 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{s,car} &= 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

f_{ctm}	28.3	kg/cm ²
f_{ctm}	34.0	kg/cm ²
f_{cteff}	28.3	kg/cm ²
E_{cm}	325881	kg/cm ²
Parametri "k" per calcolo		
k_t	0.6	
k_1	0.8	
k_2	0.5	
k_3	3.4	
k_4	0.425	

Sollecitazioni agenti

Condizione	M_{sd}	σ_s
	kg*cm	kg/cm ²
SLU	920800	-
CAR	708308	2207
FREQ.	0	0
Q.P.	0	0

Condizione caratteristica		Condizione q.p.		Tensioni imposte per fessur.	
M_{sd}	708308 kg*cm	M_{sd}	0 kg*cm	$\sigma_{s,QP}$	2207 kg/cm ²
N_{sd}	0 kg	N_{sd}	0 kg	$\sigma_{s,FRQ}$	2207 kg/cm ²

Dati sezione

$$\begin{aligned} b_w &= 100 \text{ cm} && \text{base trave} \\ h &= 40 \text{ cm} && \text{altezza totale trave} \\ c &= 5 \text{ cm} && \text{copriferro armatura tesa} \\ d &= 35 \text{ cm} && \text{h. utile} \\ A_{eff} &= 1054.20 \text{ cm}^2 && \text{area efficace in trazione} \\ x_n &= 8.37 \text{ cm} && \text{asse neutro da l.s.} \end{aligned}$$

Armatura sezione (y_i dal lembo teso)

Strato	n. ferri	ϕ_b [mm]	y _i [cm]	A _{si}	
1-t	5	16	5	10.05	tesa
2-t	0	0	5	0.00	tesa
3-c	0	0	0	0.00	comp.
4-c	5	16	35	10.05	comp.

SLE - Tensioni materiali comb. CAR (rara) / QP

$$\begin{aligned} \sigma_{c,CAR} &= -46 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{c,QP} &= 0 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{s,CAR} &= 2207 \text{ kg/cm}^2 && \text{trazione massima ferri} \\ \sigma_{s,CAR} &= -280 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compr. ferri} \end{aligned}$$

	VER	IM	FS
CAR	SI	0.27	3.77
QP	SI	0.00	-
CAR	SI	0.61	1.63
CAR	SI	0.08	12.87

SLE - Calcolo ampiezza fessure comb. Q.P.

$$\begin{aligned} y_{ao} &= 5.00 \text{ cm} && \text{baricentro arm. tesa} \\ \phi_{eq} &= 16.0 \text{ mm} && \text{diametro equivalente} \\ A_{st} &= 10.05 \text{ cm}^2 && \text{area ferro tesa} \\ \rho_{eff} &= 0.0095 && \% \text{ area tesa} \\ \sigma_{s,QP} &= 2207 \text{ kg/cm}^2 && \text{tensione acciaio teso (Q.P.)} \\ \sigma_{s,FRQ} &= 2207 \text{ kg/cm}^2 && \text{tensione acciaio teso (FREQ)} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 907198 \text{ kg*cm} \quad \text{momento di prima fessurazione}$$

Sez. interam.reagente; calcolo non pertinente

$$\begin{aligned} s_{rmax} &= 455 \text{ mm} && \text{distanza fessure} \\ \varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} &= 0.000149 \quad 0.000149 && \text{deformazione acciaio tra due fess.} \\ W_{d,QP} &= 0.07 \text{ mm} && \\ W_{d,FRQ} &= 0.07 \text{ mm} && \text{ampiezza massima fessure} \end{aligned}$$

9.1.6 Verifica di resistenza della fondazione

La fondazione del muro è verificata considerandola incastrata all'attacco del muro e soggetta alla seguente distribuzione dei carichi: il peso proprio (g_0), il peso della terra (g_t) e dei sovraccarichi (p e q) saranno diretti verso il basso. La ciabatta però sarà anche soggetta a una spinta p diretta dal basso verso l'alto determinata a partire dalle sollecitazioni di calcolo N_{sd} e M_{sd} .

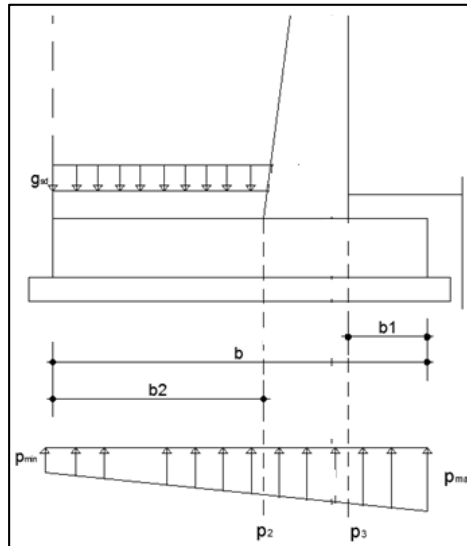


Figura 9 – Azioni sulla fondazione

$$M_{sd} = M_{st} - M_{rib} - \sum W_i \cdot Z_i$$

$$N_{sd} = \sum G$$

Il tratto di fondazione più corto è stato verificato con l'utilizzo delle metodologie illustrate nella circ. 617/2009 delle NTC 2008 Cap.4.1.2.1.5 "Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive dei nodi". La mensola sarà soggetta alla differenza di distribuzione di carico indicato in figura (il peso del pietrame g_p e del peso proprio g_0 diretti verso il basso e la pressione del terreno diretta verso l'alto).

Le verifiche delle mensole tozze viene effettuata facendo riferimento alla norma CNR 10025/98, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

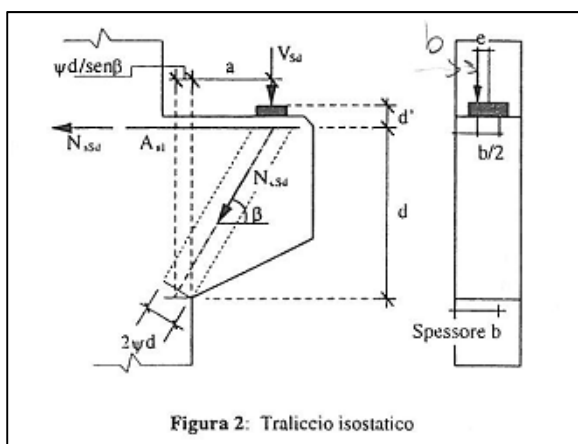


Figura 2: Traliccio isostatico

Figura 10 – Meccanismo mensola tozza

$$N_{cSd} = \frac{V_{Sd}}{\sin \beta}$$

$$N_{sSd} = \frac{V_{Sd}}{\tan \beta}$$

$$\tan \beta = \frac{1}{\lambda_v + \psi / \sin \beta} = \frac{\lambda_v - \sqrt{\lambda_v^2 - (\lambda_v^2 - \psi^2) \cdot (1 - \psi^2)}}{(\lambda_v^2 - \psi^2)}$$

$$N_{cRd} = 2 \cdot \psi \cdot \frac{v}{v} \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 2 \cdot k \cdot \psi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$N_{sRd} = A_{sl} \cdot f_{yd}$$

$$\psi \leq 0.176$$

Si riportano in questo paragrafo le verifiche dei due tratti di fondazione dove si innescò il muro.

Le sollecitazioni agenti in condizioni statiche sono indicate nel seguente tabulato.

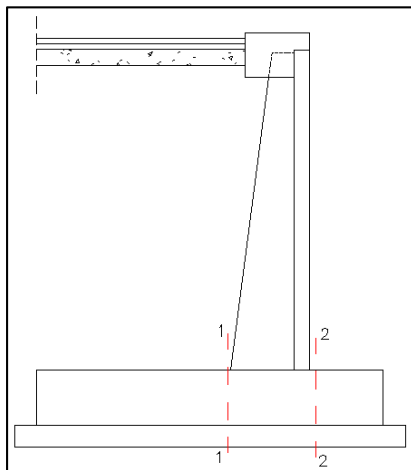


Figura 11 – Sezioni di verifica

AZIONI A1-M1-R3 -STATICA

Carichi su parte a monte diretti verso il basso

$g_0 =$	13.00 kN/m	peso proprio
$g_t =$	75.4 kN/m	peso terreno
$g_p =$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	55.66 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	144.1 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h = 0$ m

$g_0 =$	13.0 kN/m	peso proprio
$g_t =$	0.0 kN/m	terreno valle
$g_p =$	0.1 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	371.1 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	384.2 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b = 2.7$ m

$p_{max} =$	165 kN/ml
$p_{min} =$	71 kN/ml
$\Delta p =$	94 kN/ml
$p_2 =$	141 kN/ml
$p_3 =$	155 kN/ml

AZIONI A1-M1-R3 -SISMICA*Carichi su parte a monte diretti verso il basso*

$g_0=$	10.00 kN/m	peso proprio
$g_t=$	58.0 kN/m	peso terreno
$g_p=$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr}=$	8.25 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot}=$	76.3 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h=$ 0 m

$g_0=$	10.0 kN/m	peso proprio
$g_t=$	0.0 kN/m	peso terreno
$g_p=$	0.1 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr}=$	55.0 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot}=$	65.0 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b=$ 2.7 m

$p_{max}=$	116 kN/ml
$p_{min}=$	20 kN/ml
$\Delta p=$	96 kN/ml
$p_2=$	91 kN/ml
$p_3=$	105 kN/ml

AZIONI A1-M1-R3 -ECCEZIONALE*Carichi su parte a monte diretti verso il basso*

$g_0=$	10.00 kN/m	peso proprio
$g_t=$	58.0 kN/m	peso terreno
$g_p=$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr}=$	41.23 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot}=$	109.2 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h=$ 0 m

$g_0=$	10.0 kN/m	peso proprio
$g_t=$	0.0 kN/m	terreno valle
$g_p=$	0.1 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr}=$	274.9 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot}=$	284.9 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b=$ 2.7 m

$p_{max}=$	201 kN/ml
$p_{min}=$	0 kN/ml
$p_2=$	147 kN/ml
$p_3=$	178 kN/ml

L'armatura presente in fondazione è:

5 Φ 16 superiori $A_s=10\text{cm}^2$

5 Φ 16 inferiori

Verifica a flessione SEZIONE 1-1

Combin. Statica

L=	2 m	
$g_{sd,tot}$ =	144.1 kN/m	costante
p_2 =	141 kN/m	su incastro
p_{min} =	71 kN/m	
M_{sd1} =	98.94 kNm	
	989383 kg cm	
	989383 kg cm/ml	

$$l = 0.000 \text{ m}$$

Calcolo momento su incastro mensola di monte

M_g =	288.15 kN*m
M_p =	-189.21 kN*m
M_{sd1} =	98.94 kN*m

Calcestruzzo

R_{ck} =	350 kg/cm ²
f_{ck} =	291 kg/cm ²
f_{ctm} =	28.3 kg/cm ²
f_{ctk} =	19.8 kg/cm ²
γ_c =	1.5
α_{cc} =	0.85

Acciaio

f_{yk} =	4500 kg/cm ²
γ_s =	1.15
f_{yd} =	3913 kg/cm ²
f_{cd} =	165 kg/cm ²
f'_{cd} =	82 kg/cm ²
f_{ctd} =	13.2 kg/cm ²

Dati sezione

b_w =	100 cm	
h =	40 cm	
c =	5 cm	copriferro
d =	35 cm	altezza utile

Armatura tesa disposta

$$c_{med} = 5.0 \text{ cm}$$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
0	0	0.00	5

$$A_{sw} = 10.05 \text{ cm}^2$$

Momento resistente

$$q = 0.0683 \quad \text{percentuale meccanica d'armatura}$$

$$M_{Rd} = 1328128 \text{ kg*cm} \quad \text{momento resistente}$$

$$M_{Rd} = 132.81 \text{ kNm} \quad \text{Verificato} \quad \text{FS} = 1.34$$

Verifica a flessione SEZIONE 1-1**Combin. Sismica**

$L = 2$ m
 $g_{sd,tot} = 76.3$ kN/m costante
 $p_2 = 91$ kN/m su incastro
 $p_{min} = 20$ kN/m
 $M_{sd1} = 65.40$ kNm
 653993 kg cm
 653993 kg cm/ml

$l = 0.000$ m

Calcolo momento su incastro mensola di monte

$M_g = 152.51$ kN*m
 $M_p = -87.11$ kN*m
 $M_{sd1} = 65.40$ kN*m

Calcestruzzo

$R_{ck} = 350$ kg/cm²
 $f_{ck} = 291$ kg/cm²
 $f_{ctm} = 28.3$ kg/cm²
 $f_{ctk} = 19.8$ kg/cm²
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 1$

Acciaio

$f_{yk} = 4500$ kg/cm²
 $\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} =$	3913	kg/cm ²
$f_{cd} =$	194	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	97	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	13.2	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w = 100$ cm
 $h = 40$ cm
 $c = 5$ cm copriferro
 $d = 35$ cm altezza utile

Armatura tesa disposta

$c_{med} = 5.0$ cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
0	0	0.00	5

$A_{sw} = 10.05$ cm²

Momento resistente

$q = 0.0580$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 1335369$ kg*cm momento resistente

$M_{Rd} = 133.54$ kNm **Verificato** FS= 2.04

Verifica a flessione SEZIONE 1-1Combin. Eccezionale

l= 1.9 m

L= 2 m
 $g_{sd,tot}$ = 109.2 kN/m costante
 p_2 = 147 kN/m su incastro
 p_{min} = 0 kN/m
 M_{sd1} = 120.28 kNm
 1202783 kg cm
 1202783 kg cm/ml

Calcolo momento su incastro mensola di monte

M_g = 218.48 kN*m
 M_p = -98.20 kN*m
 M_{sd1} = 120.28 kN*m

Calcestruzzo

R_{ck} = 350 kg/cm²
 f_{ck} = 291 kg/cm²
 f_{ctm} = 28.3 kg/cm²
 f_{ctk} = 19.8 kg/cm²
 γ_c = 1
 α_{cc} = 1

Acciaio

f_{yk} = 4500 kg/cm²
 γ_s = 1

f_{yd}	4500	kg/cm ²
f_{cd}	291	kg/cm ²
f'_{cd}	145	kg/cm ²
f_{ctd}	19.8	kg/cm ²

Dati sezione

b_w = 100 cm
 h = 40 cm
 c = 5 cm copriferro
 d = 35 cm altezza utile

Armatura tesa disposta c_{med} = 5.0 cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
0	0	0.00	5

 A_{sw} = 10.05 cm²**Momento resistente** q = 0.0445 percentuale meccanica d'armatura M_{Rd} = 1546700 kg*cm momento resistente M_{Rd} = 154.67 kNm**Verificato**

FS= 1.29

Verifica a flessione SEZIONE 2-2

VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98

Combin. Statica**SOLLECITAZIONI DI CARICO**

$b_1 = 0.3 \text{ m}$

$\bar{g}_{sd, tot} =$	384.2 kN/m	costante
$p_3 =$	155 kN/m	su incastro
$p_{max} =$	165 kN/m	
$F_{sd} =$	67 kN	diretta verso il basso
	67234.4 N/m	al metro di larghezza
$H_{sd} =$	0 N	

GEOMETRIA DELLA MENSOLA

$l =$	300 [mm]	aggetto della mensola
$a =$	150 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro
$h =$	300 [mm]	altezza della mensola
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola
$d' =$	50 [mm]	copriferro
$d =$	250 [mm]	altezza utile

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS

$R_{ck} =$	35 [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	29.05 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
$\gamma =$	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
$f_{cd} =$	16.46 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione

ACCIAIO

$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	
$f_{yd} =$	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio
$v =$	0.555 (deve essere ≥ 0.5)	
$v =$	0.55	
$k =$	0.73671	
$v_{sd} =$	0.016	
$\lambda.v =$	0.600	snellezza della mensola

$\text{tg}\beta = 1.6253$ (con β =angolazione del puntone compresso)

$\psi_{min} = 0.01302$ (≤ 0.176)

Verificato**Taglio Resistente**

$c =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito	getto unico
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi	altro
$A_v =$	143 [mm ²]		

Armature

$A_{s1} =$	1.06 [cm ²]
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]
$A_v =$	1.43 [cm ²]

Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA

$A_t = 1.06$ [cm²]

$A_s = 7.70$ [cm²]

VER

Verifica a flessione SEZIONE 2-2

VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98

Combin. Sismica**SOLLECITAZIONI DI CARICO**

$b_1 = 0.3 \text{ m}$

$g_{sd,tot} =$	65.0 kN/m	costante
$p_3 =$	105 kN/m	su incastro
$p_{max} =$	116 kN/m	
$F_{sd} =$	-14 kN	diretta verso l'alto
	13558.1 N/m	al metro di larghezza
$H_{sd} =$	0 N	

GEOMETRIA DELLA MENSOLA

$l =$	300 [mm]	aggetto della mensola
$a =$	150 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro
$h =$	300 [mm]	altezza della mensola
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola
$d' =$	50 [mm]	copriferro
$d =$	250 [mm]	altezza utile

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS

$R_{ck} =$	35 [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	29.05 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
$\gamma =$	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
$f_{cd} =$	16.46 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione

ACCIAIO

$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	
$f_{yd} =$	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio
$v =$	0.555 (deve essere ≥ 0.5)	
$v =$	0.55	
$k =$	0.73671	
$V_{sd} =$	0.003	
$\lambda.v =$	0.600	snellezza della mensola

$t_g\beta = 1.6582$ (con β =angolazione del puntone compresso)

$\psi_{min} = 0.00261$ (≤ 0.176)

Verificato**Taglio Resistente**

$c =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito	getto unico
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi	altro
$A_v =$	29 [mm ²]		

Armature

$A_{s1} =$	0.21 [cm ²]
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]
$A_v =$	0.29 [cm ²]

Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA

$A_t = 0.21$ [cm²]

$A_s = 7.7$ [cm²]

VER

9.1.7 Verifica a SLE fondazione

Le la verifica a SLE si assume un momento di calcolo, a favore di sicurezza, pari a:

$$M_E = M_{sd} / \gamma_G = 98.94 / 1.3 = 76.11 \text{ kNm}$$

Il controllo delle condizioni di esercizio è svolto al successivo foglio di calcolo:

Verifica a fessurazione DM08

Calcestruzzo

$R_{ck} =$	350	kg/cm ²
$f_{ck} =$	290.5	kg/cm ²
$f_{ctk} =$	20.2	kg/cm ²
$\sigma_{c,car} =$	174.3	kg/cm ²
$\sigma_{c,qp} =$	130.7	kg/cm ²

Acciaio

$E_s =$	2100000	kg/cm ²
$n =$	15	
$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$\sigma_{s,car} =$	3600	kg/cm ²

$f_{ctm} =$	28.3	kg/cm ²
$f_{ctm} =$	34.0	kg/cm ²
$f_{cteff} =$	28.3	kg/cm ²
$E_{cm} =$	325881	kg/cm ²
Parametri "k" per calcolo		
$k_t =$	0.6	
$k_1 =$	0.8	
$k_2 =$	0.5	
$k_3 =$	3.4	
$k_4 =$	0.425	

Sollecitazioni agenti

Condizione	M_{sd}	σ_s	FS
	kg*cm	kg/cm ²	
SLU	989400	-	1.34
CAR	761077	2371	1.52
FREQ.	0	0	-
Q.P.	0	0	-

Condizione caratteristica		Condizione q.p.		Tensioni imposte per fessur.	
$M_{sd} =$	761077	kg*cm	$M_{sd} =$	0	kg*cm
$N_{sd} =$	0	kg	$N_{sd} =$	0	kg
			$\sigma_{s,QP} =$	2371	kg/cm ²
			$\sigma_{s,FRQ} =$	2371	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w =$	100	cm	base trave
$h =$	40	cm	altezza totale trave
$c =$	5	cm	copriferro armatura tesa
$d =$	35	cm	h. utile
$A_{eff} =$	1054.20	cm ²	area efficace in trazione
$x_n =$	8.37	cm	asse neutro da l.s.

Armatura sezione (y_i dal lembo teso)

Strato	n. ferri	ϕ_b [mm]	y _i [cm]	A _{si}	
1-t	5	16	5	10.05	tesa
2-t	0	0	5	0.00	tesa
3-c	0	0	0	0.00	comp.
4-c	5	16	35	10.05	comp.

SLE - Tensioni materiali comb. CAR (rara) / QP

$\sigma_{c,CAR} =$	-50	kg/cm ²	max compressione cls
$\sigma_{c,QP} =$	0	kg/cm ²	max compressione cls
$\sigma_{s,CAR} =$	2371	kg/cm ²	trazione massima ferri
$\sigma_{s,CAR} =$	-300	kg/cm ²	max compr. ferri

	VER	IM	FS
CAR	SI	0.29	3.51
QP	SI	0.00	-
CAR	SI	0.66	1.52
CAR	SI	0.08	11.98

SLE - Calcolo ampiezza fessure comb. Q.P.

$y_{ao} =$	5.00	cm	baricentro arm. tesa
$\phi_{eq} =$	16.0	mm	diametro equivalente
$A_{st} =$	10.05	cm ²	area ferro tesa
$\rho_{eff} =$	0.0095		% area tesa
$\sigma_{s,QP} =$	2371	kg/cm ²	tensione acciaio teso (Q.P.)
$\sigma_{s,FRQ} =$	2371	kg/cm ²	tensione acciaio teso (FREQ)
$M_{cr} =$	907198	kg*cm	momento di prima fessurazione

Sez. interam.reagente; calcolo non pertinente

$s_{max} =$	455	mm	distanza fessure
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} =$	0.000227	0.000227	deformazione acciaio tra due fess.
$w_{d,QP} =$	0.10	mm	ampiezza massima fessure
$w_{d,FRQ} =$	0.10	mm	ampiezza massima fessure

9.2 Muro tipo B

Il muro di questo tratto si trova al di sopra del tombino 121.

Le verifiche condotte considerano il muro incastrato lateralmente ai muri. Risulta soggetto a flessione orizzontale, taglio e torsione. La torsione deriva dall'azione d'urto.

Le azioni agenti sono:

- spinta terra in combinazione statica e accidentale.
- azione d'urto

Per la valutazione delle sollecitazioni, è stato utilizzato il codice di calcolo Midas GEN.

E' stato condotto un modello locale della parete modellata con elementi "shell", vincolata alle estremità e soggetta ai carichi sopra citati e nel seguito dettagliati.

Il muro risulta spesso 40cm. L'altezza di verifica è 1.9m.

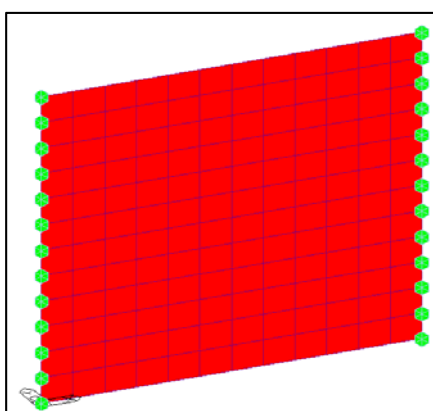


Figura 12 – Modello Fem tratto B

Si ipotizza che in questo tratto vengano coinvolti due montanti. Il carico applicato in testa al muro distribuito sulla sua lunghezza risulta:

$$F_u = 35.7 \text{ kN a montante}$$

$$q_u = 35.7 * 2 / 2.4 = 30 \text{ kN/ml}$$

Si calcola il contributo della spinta terra, quello del sovraccarico permanente e il sovraccarico dovuto al peso della ruota.

CALCOLO SPINTA TERRA			
<u>Geometria muro</u>		Coeff. Spinta	
$H_n =$	1.9 m	a riposo	0
$s =$	0 m	attiva	1
$H_f =$	0 m		
$H_0 =$	1.9 m		
<u>Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo</u>			
$\gamma' =$	2.00 t/m ³	terreno saturo	
$\phi' =$	35 °	angolo resistenza al taglio	
$c' =$	0 kg/cmq	coesione drenata	
$\gamma_w =$	0.0 t/m ³	peso acqua	

<u>Fattori parziali di sicurezza SL</u>								
Approccio 2		A1+M1+R3		SLU STR		Carichi		
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$				$q_p =$	500	kg/m ²
$\gamma_C =$	1.0	f.s. su coesione drenata				$q_1 =$	3333	kg/m ²
$\gamma_R =$	1.0					$q_2 =$	0	kg/m ²
				coeff. Sp. di calcolo				
f.p.s.		favorevole	sfavorevole	K = 0.2710		Fase 1 perm		
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.30		coeff. spinta		$p_t =$	176	kg/m ²
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.50		K ₀ = 0.4264		$p_b =$	1515	kg/m ²
$\gamma_Q =$	0.0	1.35		K _a = 0.2710				
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo						Fase 2 perm+var		
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo				$p_t =$	1395	kg/m ²
$c'_d =$	0 kg/cm ^q	coesione drenata di calcolo				$p_b =$	2734	kg/m ²

<u>Fattori parziali di sicurezza SL</u>								
Approccio 1- Da 1		A1+M1+R3		COMB. ECCEZ.		Carichi		
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$				$q_1 =$	500	kg/mq
$\gamma_C =$	1.0	f.s. su coesione drenata				$q_2 =$	3333	kg/mq
$\gamma_R =$	1.0							
				coeff. Sp. di calcolo		Fase 1 perm		
f.p.s.		favorevole	sfavorevole	K = 0.2710		$p_t =$	135	kg/mq
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.0		coeff. spinta		$p_b =$	1165	kg/mq
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0		K ₀ = 0.4264				
$\gamma_Q =$	0.0	1.0		K _a = 0.2710		Fase 2 perm+var		
$\chi_2 =$		1.0				$p_t =$	1039	kg/mq
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo						$p_b =$	2068	kg/mq
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo						
$c'_d =$	0 kg/cm ^q	coesione drenata di calcolo						

L'armatura impiegata è la seguente.

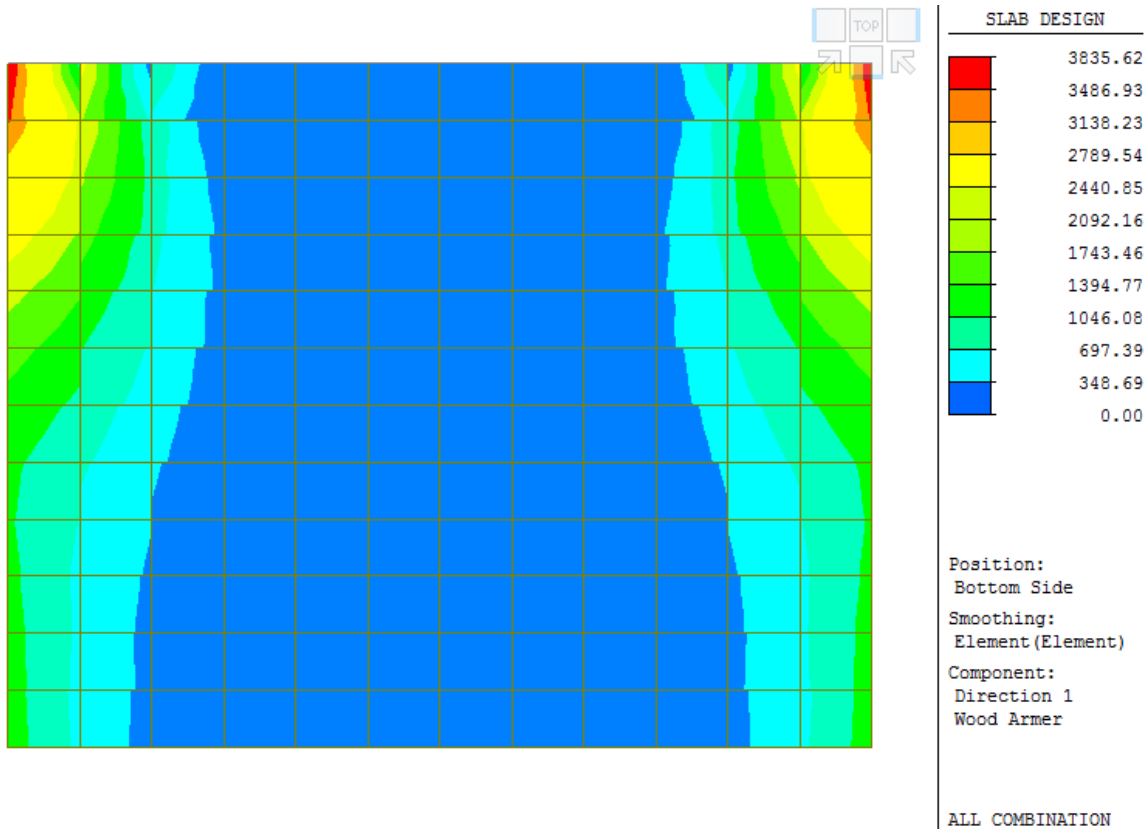
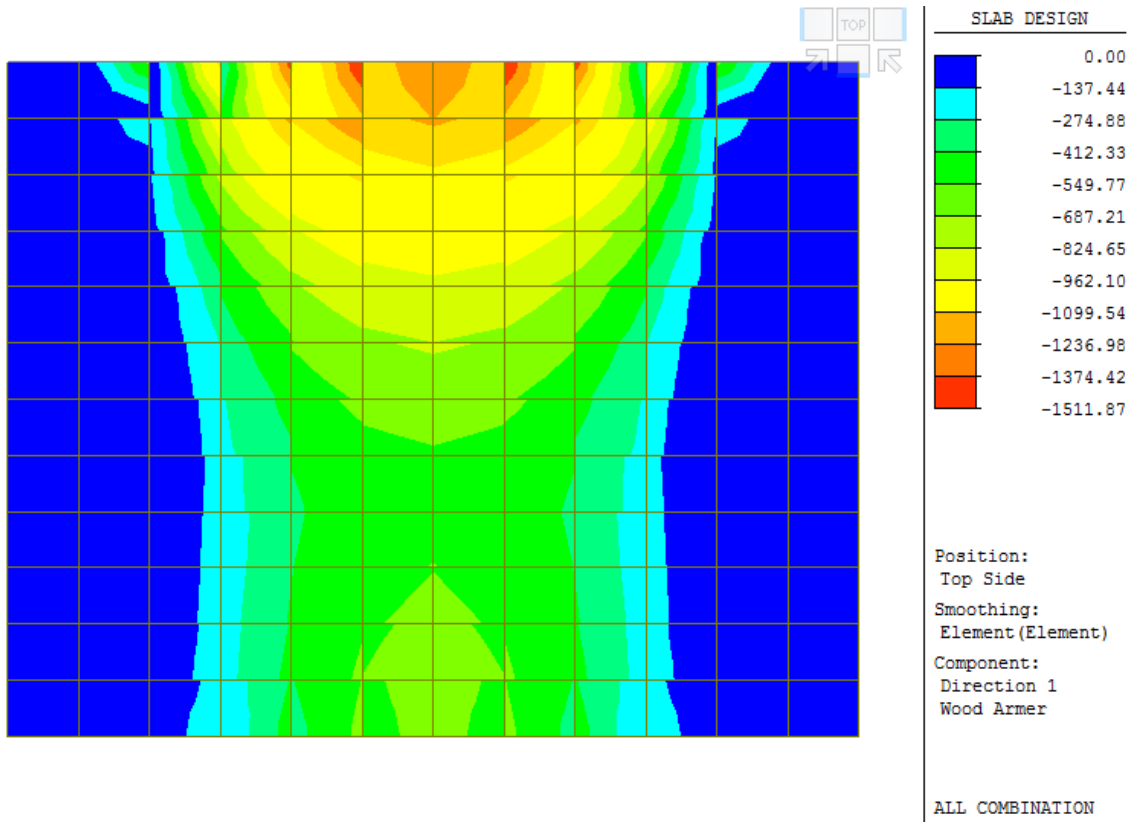
- Armatura orizzontale . correnti (1+1)Φ14/20 (N°10 per lato) (che assorbiranno flessione e torsione)
- Armatura verticale 1St. 1Φ14/20 (che assorbiranno taglio e torsione)

Per ogni sollecitazione si considerano i quantitativi di armatura minima richiesta per il soddisfacimento delle verifiche:

- Flessione orizzontale : correnti 10Φ10
- Taglio orizzontale : St. 1Φ10/20
- Torsione: St. 1Φ8/20 + Long. (10+10)Φ8

• **Verifiche flessione orizzontale**

Si riportano le mappe delle sollecitazioni flessionali di piastra M_{xx} (kg m/ml) dei due lati.



Verifica a flessione orizz. DM08 - combinazione eccezionale			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	350 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	291 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1
$f_{ctm} =$	28.3 kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	19.8 kg/cm ²	$f_{cd} =$	291 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1	$f'_{cd} =$	145 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	1	$f_{ctd} =$	19.8 kg/cm ²
Dati sezione			
$b_w =$	100 cm		
$h =$	40 cm		
$c =$	5 cm		copriferro
$d =$	35 cm		altezza utile
Armatura tesa disposta		$C_{med} =$	5.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	Y_{binf}
5	10	3.92	5
0	0	0.00	5
		$A_{sw} =$	3.92 cm ²
Momento resistente			
$q =$	0.0173		percentuale meccanica d'armatura
$M_{Rd} =$	611896 kg*cm		momento resistente
$M_{Rd} =$	61.19 kNm		
$M_{sd,z} =$	39 kNm	$F_s =$	1.57 <i>Verificato</i>

- Verifiche taglio orizzontale**

Le sollecitazioni taglianti alle estremità sono ricavate dal modello.

$$V_{sd}=7143 \text{ kN}$$

Verifica a taglio DM08 - combinazione eccezionale					
Calcestruzzo			Acciaio		
$R_{ck} =$	350	kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$f_{ck} =$	290.5	kg/cm ²	$\gamma_s =$	1	
$f_{ctk} =$	20.2	kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²
$\gamma_c =$	1		$f_{cd} =$	291	kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	1		$f'_{cd} =$	145	kg/cm ²
			$f_{ctd} =$	20.2	kg/cm ²
Azioni agente					
$V_{Sd,y} =$	7143	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
Dati sezione					
$b_w =$	184	cm			
$h =$	40	cm			
$c =$	5	cm	copriferro		
$d =$	35	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
Armature disposte					
Staffe	$\theta =$	45 °	Diag.	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	ϕ	A_{sw}	nb	ϕ	A_{sw}
2	10	1.57	0	0	0.00
0	12	0.00	0	0	0.00
	$A_{sw} =$	1.57 cm ²		$A_{sp} =$	0.00 cm ²
	$s =$	20 cm		$s =$	20 cm
Capacità portante a taglio			$V_{Rd} =$	11127	kg
			FS=	1.56	Verificato
a) Taglio compressione					
$V_{Rcd} =$	420935	kg			
$V_{Rcd(+)} =$	420935	kg			
$V_{Rcd(-)} =$	420935	kg			
b) Crisi armatura di parete					
$V_{Rsd} =$	11127	kg			

- Verifiche a torsione**

Il momento torcente alle estremita risulta $M_x = 70.20$ kNm (si è tenuto in conto dell'eccentricità del carico).

Verifica a torsione DM08 - combinazione eccezionale																					
Calcestruzzo		Acciaio																			
$R_{ck} =$	350 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²																		
$f_{ck} =$	290.5 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1																		
$f_{ctk} =$	20.2 kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500 kg/cm ²																		
$\gamma_c =$	1	$f_{cd} =$	291 kg/cm ²																		
$\alpha_{cc} =$	1	$f'_{cd} =$	145 kg/cm ²																		
		$f_{ctd} =$	20.2 kg/cm ²																		
Azioni agente																					
$T_{sd} =$	702000 kg*cm =																				
	70.2 kN*m																				
Dati sezione																					
$b =$	40 cm	base																			
$h =$	184 cm	altezza																			
$d' =$	5 cm	copriferro																			
$A_c =$	7360 cmq	area sezione di figura																			
$u =$	448 cm	perimetro sez. di figura																			
$t_1 =$	16.4 cm	spessore parete sez. anulare																			
$t_2 =$	10.0 cm																				
$t =$	16.4 cm																				
$A =$	3950 cmq	area raccolta dalla linea media																			
$u_m =$	382 cm	perimetro dalla linea media																			
Armature disposte		$\nu =$	0.5																		
Staffe	$\theta =$	45 °	Longitudinali																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th>nb</th> <th>ϕ</th> <th>A_{sw}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>8</td> <td>0.50</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>8</td> <td>0.00</td> </tr> </tbody> </table>	nb	ϕ	A_{sw}	1	8	0.50	0	8	0.00			<table border="1"> <thead> <tr> <th>nb</th> <th>ϕ</th> <th>A_{sw}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>10</td> <td>8</td> <td>5.02</td> </tr> <tr> <td>10</td> <td>8</td> <td>5.02</td> </tr> </tbody> </table>	nb	ϕ	A_{sw}	10	8	5.02	10	8	5.02
nb	ϕ	A_{sw}																			
1	8	0.50																			
0	8	0.00																			
nb	ϕ	A_{sw}																			
10	8	5.02																			
10	8	5.02																			
$A_{sw} =$	0.50 cm ²	20	$A_{sp} =$ 10.04 cm ²																		
$s =$	20 cm		$S_{med} =$ 19 cm																		
$A_{sw1} =$	2.50 cmq/m																				
Capacità portante a torsione		$T_{Rd} =$	88.87 kNm																		
		$FS =$	1.27 Verificato																		
a) Compressione bielle																					
$T_{Rcd} =$	175628 kg*m =	1756.28 kNm	$T_{sd}/T_{Rcd} =$ 0.040																		
b) Crisi armature																					
staffe																					
$T_{Rsd} =$	8887 kg*m =	88.87 kNm																			
correnti long.																					
$T_{Rld} =$	9336 kg*m =	93.36 kNm																			

9.3 Muro tipo C

9.3.1 Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU

La verifica a ribaltamento è condotta solo in condizioni statiche e sismiche in quanto in condizioni eccezionali si suppone la collaborazione di una serie di muri all'azione d'urto e quindi non riesce ad instaurarsi il ribaltamento del muro.

DATI GEOMETRICI	
Dimensioni elementi	
h_p =	2.3 m
h_f =	0.4 m
H =	2.7 m
b_1 =	0.3 m
b =	0.4 m
b_{n1} =	0 m
b_{n2} =	0 m
b_0 =	1.8 m
B =	2.5 m
Calcolo volumi muri e terreno	
V_t =	4.14 m ³
V_p =	0.92 m ³
V_f =	1.00 m ³
V_{tot} =	6.06 m ³

DATI GEOTECNICI

EQU+M2

$\gamma_{t1} = 20 \text{ kN/m}^3$

$\phi'_1 = 35^\circ$

SOVRACCARICHI

q=	41.23 kN/m ²	sovraccarico stradale
p=	0.01 kN/m ²	sovraccarico permanente
N=	1 kN/ml	scarico verticale testa muro

CALCOLO SPINTE SU MURO

$S_t =$	25.04 kN	sp. statica terrapieno
$S_p =$	0.01 kN	sp. sovraccarico permanente
$S_q =$	38.23 kN	sp. sovraccarico variabile

SPINTA SISMICA SU MURO**Terreno**

$S_{AE} =$	28.34 kN	spinta sismica
$\Delta P_{AE} =$	3.30 kN	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica

INERZIE MURO E TERRAPIENO

$W_m =$	23.00 kN	massa muro
$W_t =$	82.8 kN	peso terreno sulla fondazione a monte
$F_{wh} =$	6.08 kN	sp. Dovuta alle inerzie del muro e terra
$S_{\Delta P_{AE} + F_{wh}} =$	9.39 kN	

VERIFICA RIBALTAMENTO

EQU+M2

$\gamma_{t1} =$	20 kN/m ³
$\gamma_{t2} =$	0 kN/m ³
$\gamma_{cls} =$	25 kN/m ³

Contributi stabilizzanti

PESI	DISTANZE	MOMENTI	EQU-M2		A1-M1-R3	
			C.STATIC	C.SISMICA	C.STATIC	C.SISMICA
$W_t = 82.8 \text{ kN}$	$d_t = 1.60 \text{ m}$	$M_t = 132.48 \text{ kNm}$	119.23	132.48	172.22	132.48
$W_p = 23.00 \text{ kN}$	$d_p = 0.50 \text{ m}$	$M_p = 11.50 \text{ kNm}$	10.35	11.50	14.95	11.50
$W_f = 25 \text{ kN}$	$d_o = 1.25 \text{ m}$	$M_o = 31.25 \text{ kNm}$	28.13	31.25	40.63	31.25
$W_{p'} = 0.018 \text{ kN}$	$d_{p'} = 1.60 \text{ m}$	$M_{p'} = 0.03 \text{ kNm}$	0.03	0.03	0.04	0.03
$W_N = 1 \text{ kN}$	$d_f = 0.50 \text{ m}$	$M_p = 0.50 \text{ kNm}$	0.45	0.50	0.65	0.50
$W_q = 74.21 \text{ kN}$	$d_q = 1.60 \text{ m}$	$M_q = 118.74 \text{ kNm}$	160.30	4.75	160.30	4.75
		$M_{st} = 294.50 \text{ kNm}$	318.49	180.51 kNm	388.79	180.51 kNm

Contributi ribaltanti

$S_t = 25.04 \text{ kN}$	$d_{st} = 0.90 \text{ m}$	$M_{st} = 22.53 \text{ kNm}$	24.79	22.53	23.11	17.78
$S_p = 0.01 \text{ kN}$	$d_{sp} = 1.35 \text{ m}$	$M_p = 0.01 \text{ kNm}$	0.01	0.01	0.01	0.01
$S_q = 38.23 \text{ kN}$	$d_{sq} = 1.35 \text{ m}$	$M_q = 51.61 \text{ kNm}$	69.68	10.32	54.98	8.15
$S_e = 9.39 \text{ kN}$	$d_{se} = 1.35 \text{ m}$	$M_e = 12.67 \text{ kNm}$		12.67		12.07
			94.48	45.54 kNm	78.11	38.00 kNm

$F_s =$	3.37	statica
	3.96	sismica

9.3.2 Verifica scorrimento piano di posa GEO

VERIFICA SCORRIMENTO A1-M1-R3

$$\phi'_{1} = 28^{\circ} \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$\phi'_{1d} = 28.00^{\circ} \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$R^* = 1.00$$

$$\delta = 28.00^{\circ} \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$\text{tg}\delta = 0.532$$

$$W_{t+clS} = 130.80 \text{ kN}$$

$$W_p = 0.018 \text{ kN}$$

$$W_F = 1 \text{ kN}$$

$$W_q = 74.214 \text{ kN}$$

$$W_{mv} = 3.04 \text{ kN}$$

STATICA

$$R_d = 131.26$$

$$H_d = 66.42$$

SISMICA

$$\psi_2 = 0.2$$

$$R_d = 83.79 \text{ kN}$$

$$H_d = 34.74 \text{ kN}$$

Fs=	1.98	statica
	2.41	sismica

9.3.3 Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE

A1-M1-R3-statica

DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE

Peso specifico del terreno	$g_t =$	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	28.00 °
Coesione del terreno	$c_d =$	0.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w =$	0.00 °

$c =$	0	kN/m ²
$f =$	28.00	°
$g_f =$	1.00	SLU
$g_c =$	1.00	SLU
$g_R =$	1.40	SLU

DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Profondita' di imposta della fondazione	$D =$	0.50 m
Angolo di inclinazione piano di fondazione (<=f)	$a =$	0.00 °

$c_u =$	1.40	kN/m ²
$g_{cu} =$	1.40	SLU
$c_{ud} =$	1.00	kN/m ²

Larghezza fondazione	$B =$	2.70 m
Lunghezza fondazione	$L =$	11.00 m

Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.103 m
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00 m

Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	2.49 m
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	11 m

DATI RELATIVI AI CARICHI

Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	102.97 kN/m ² =	1.03 kg/cm ²
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	31.18 kN/m ² =	0.31 kg/cm ²
Carico normale alla fondazione	$N =$	3058.4 kN =	305836 kg
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	926 kN =	92591 kg
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	9.50 kN/m ²	0.10 kg/cm ²

VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA

Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	23.68	19.00	0.00
Fattori di capacità portante	N	10.94	14.72	25.80
Fattori di forma fondazione	s	1.06	1.06	1.13
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.06	1.06
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.36	0.52	0.51
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	b	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	g	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	F N s d i b q	100	163.73	0.00

Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	188 kN/m ² =	1.88 kg/cm ²
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	5162 kN =	516234 kg

Coefficiente di sicurezza	FS =	1.69
---------------------------	-------------	-------------

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE**A1-M1-R3-sismica****DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE**

Peso specifico del terreno

$g_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito del terreno

$f_d = 28.00^\circ$

Coesione del terreno

$c_d = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Angolo di inclinazione del piano campagna

$w = 0.00^\circ$

c =	0	kN/m ²
f =	28.00	°
g _f =	1.00	SLU
g _c =	1.00	SLU
g _R =	1.40	SLU

DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Profondita' di imposta della fondazione

$D = 0.50 \text{ m}$

Angolo di inclinazione piano di fondazione (<=f)

$a = 0.00^\circ$

Larghezza fondazione

$B = 2.70 \text{ m}$

Lunghezza fondazione

$L = 11.00 \text{ m}$

Eccentricità carico verticale in direzione B

$E(B) = 0.267 \text{ m}$

Eccentricità carico verticale in direzione L

$E(L) = 0.00 \text{ m}$

Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici

$B(EQ) = 2.17 \text{ m}$

Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici

$L(EQ) = 11 \text{ m}$

c _u =	1.40	kN/m ²
g _{cu} =	1.40	SLU
c _{ud} =	1.00	kN/m ²

DATI RELATIVI AI CARICHI

Tensione media normale alla fondazione

$p_n = 56.72 \text{ kN/m}^2 = 0.57 \text{ kg/cm}^2$

Tensione media tangenziale alla fondazione

$p_h = 12.11 \text{ kN/m}^2 = 0.12 \text{ kg/cm}^2$

Carico normale alla fondazione

$N = 1684.5 \text{ kN} = 168455 \text{ kg}$

Carico tangenziale alla fondazione

$T = 360 \text{ kN} = 35961.89 \text{ kg}$

Sovraccarico sul piano campagna

$Q = 9.50 \text{ kN/m}^2 = 0.10 \text{ kg/cm}^2$

VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA

Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	20.59	19.00	0.00
Fattori di capacità portante	N	10.94	14.72	25.80
Fattori di forma fondazione	s	1.05	1.05	1.11
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.07	1.07
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.51	0.64	0.64
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	b	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	g	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	F N s d i b q	120	202.92	0.00

Pressione limite totale normale al piano di fondazione

$q_{lim} = 231 \text{ kN/m}^2 = 2.31 \text{ kg/cm}^2$

Carico limite totale normale al piano di fondazione

$N_{lim} = 5502 \text{ kN} = 550180 \text{ kg}$

Coefficiente di sicurezza

FS = 3.27

9.3.4 Verifica del muro

La verifica dei muri viene effettuata sempre mediante l'approccio 2 A1-M1-R3, previsto dal DM 14.01.08 par 6.5.3.1.1.

Le verifiche strutturali sono state svolte nelle sezioni 1 all'attacco con la fondazione.

9.3.4.1 Verifiche a stato limite ultimo

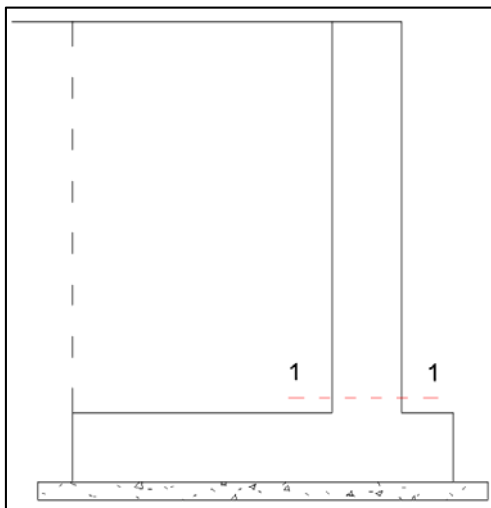
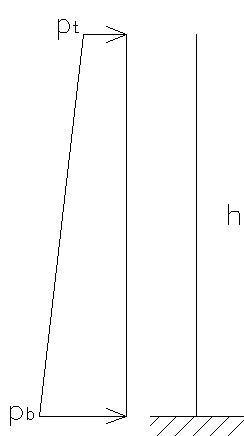


Figura 13 – Sezioni di verifica del muro

- **Combinazione fondamentale e sismica**

La sezione 1-1 è alla base del muro. Lo schema statico adottato per la verifica è quello di una mensola incastrata alla base e soggetta a una spinta orizzontale data dal terreno e dal sovraccarico nel caso statico.



$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE SOMMITA'}$$

$$p_b = p_t + \gamma_g \cdot \gamma \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE BASE}$$

In condizioni dinamiche si aggiunge l'incremento di spinta sismica.

$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h + \Delta p_e$$

Note le pressioni orizzontali sul muro, si esegue il calcolo del momento alla base del medesimo e si procede quindi al calcolo dell'armatura.

CALCOLO SPINTA TERRAGeometria muro

$H_n = 2.3$ m
 $s = 0$ m
 $H_f = 0$ m
 $H_0 = 2.3$ m

Coeff. Spinta

a riposo 0
 attiva 1

Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo

$\gamma' = 2.00$ t/m³ terreno saturo
 $\phi' = 35^\circ$ angolo resistenza al taglio
 $c' = 0$ kg/cmq coesione drenata
 $\gamma_w = 0.0$ t/m³ peso acqua

Fattori parziali di sicurezza SL

Approccio 2		A1+M1+R3	SLU STR
$\gamma_\phi = 1.0$		f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_C = 1.0$		f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R = 1.0$			
			coeff. Sp. di calcolo
			$K = 0.2710$
			coeff. spinta
			$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
$\gamma_{G1} = 1.0$	1.0	1.30	
$\gamma_{G2} = 0.0$	0.0	1.50	
$\gamma_Q = 0.0$	0.0	1.35	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d = 35^\circ$		angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d = 0$ kg/cmq		coesione drenata di calcolo	

Carichi

$q_p = 1$ kg/m²
 $q_1 = 4123$ kg/m²
 $q_2 = 0$ kg/m²

Fase 1 perm

$p_t = 0$ kg/m²
 $p_b = 1621$ kg/m²

Fase 2 perm+var

$p_t = 1509$ kg/m²
 $p_b = 3129$ kg/m²

Approccio 2		A1+M1+R3	SLU SISM
$\gamma_\phi = 1.0$		f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_C = 1.0$		f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R = 1.0$			
			coeff. Sp. di calcolo
			$K = 0.2710$
			coeff. spinta
			$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
$\gamma_{G1} = 1.0$	1.0	1.0	
$\gamma_{G2} = 0.0$	0.0	1.0	
$\gamma_Q = 0.0$	0.0	1.0	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d = 35^\circ$		angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d = 0$ kg/cmq		coesione drenata di calcolo	

Carichi

$q_p = 1$ kg/m²
 $q_1 = 825$ kg/m²
 $q_2 = 0$ kg/m²

Fase 1 perm

$p_t = 0$ kg/m²
 $p_b = 1247$ kg/m²

Fase 2 perm+var+sisma

$p_t = 578$ kg/m²
 $p_b = 1825$ kg/m²

CALCOLO INCREMENTO SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE

γ [kgf/m ³]	2000	peso specifico del terreno sopra falda
ϕ^1 [°]	35	angolo di resistenza al taglio
ψ [°]	90	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (se verticale =90°)
β [°]	0	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (se orizzontale =0°)
δ [°]	0	angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro

S [-]	1.198
a_g [g]	0.2
β_m	0.24

Falda	N	Y/N N.B.: Y = falda a p.c.; N = falda sotto lo scavo lato valle
γ_{H2O} [kgf/m ³]	0	

k_h [g]	0.058
k_v [g]	0.029

γ^1 [kgf/m ³]	2000	peso specifico efficace
θ_A [°]	3.2	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica
θ_B [°]	3.4	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica
g_A [g]	1.030	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)
g_B [g]	0.973	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)
g_{A^*} [g]	1.029	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito
g_{B^*} [g]	0.971	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito
$\phi^1 - \theta_A$ [°]	31.8	
$\phi^1 - \theta_B$ [°]	31.6	

$K_{a,A}$ [-]	0.302	con sisma, secondo Mononobe e Okabe
$K_{a,B}$ [-]	0.303	con sisma, secondo Mononobe e Okabe
K_a [-]	0.271	senza sisma, secondo Mononobe e Okabe

$K_{a,A} / K_{a^*} g_{A^*}$	1.145	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica
$K_{a,B} / K_{a^*} g_{B^*}$	1.087	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica

H [m]	2.3	altezza libera del muro
$E_{non\ sismico}$	1434	spinta risultante sull'altezza libera del muro in assenza di sisma (escluso il contributo dell'acqua)
$E_{d,A}$ [kgf/m]	1641	accelerazione verso il basso
$E_{d,B}$ [kgf/m]	1559	accelerazione verso l'alto
$\Delta E_{d,A}$ [kgf/m]	207	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica
$\Delta E_{d,B}$ [kgf/m]	125	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica

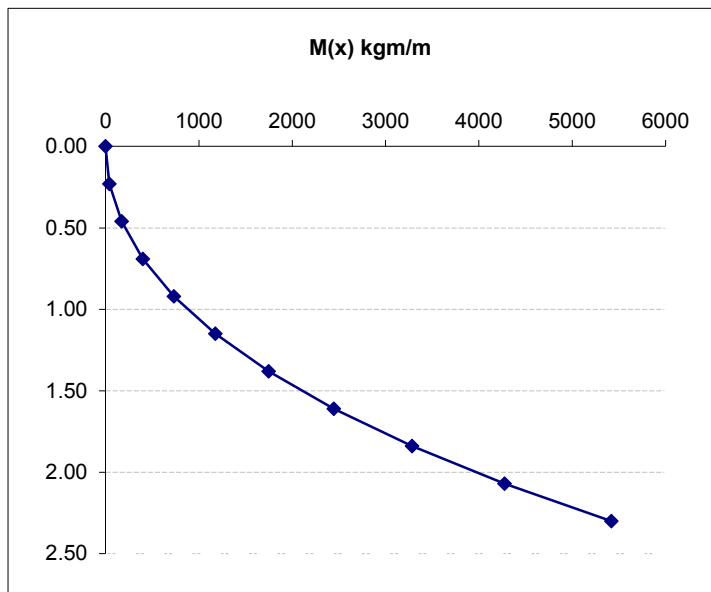
L'andamento del momento flettente al metro lineare in condizioni statiche e sismiche, lungo lo sviluppo del muro è il seguente.

STATICA

Schema 2 : perm + var

$p_1 =$	1509 kg/mq
$p_2 =$	3129 kg/mq
$p_0 =$	1621 kg/mq
$l =$	2.3 m

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.23	41	366
0.46	171	769
0.69	398	1209
0.92	730	1686
1.15	1176	2201
1.38	1745	2753
1.61	2445	3342
1.84	3285	3969
2.07	4274	4633
2.30	5419	5334



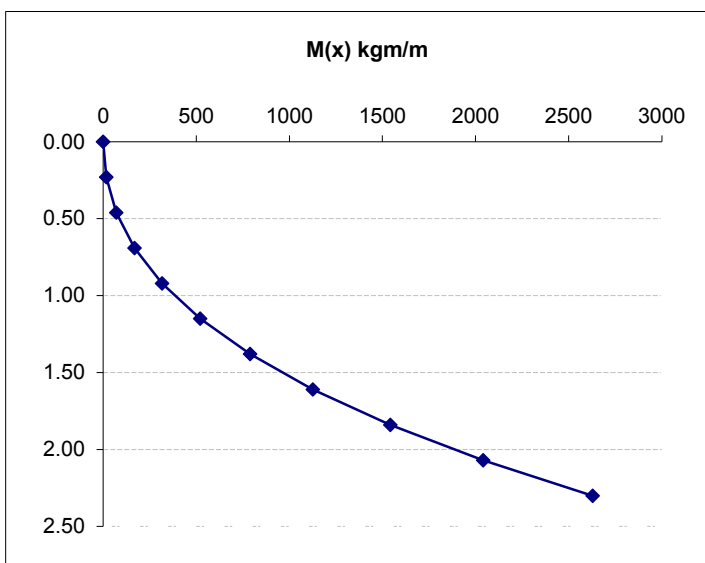
$$M_{\max} = 5419 \text{ kgm/m}$$

SISMICA

Schema 2 : perm + var

$p_1 =$	578 kg/mq
$p_2 =$	1825 kg/mq
$p_0 =$	1247 kg/mq
$l =$	2.3 m

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.23	16	147
0.46	70	323
0.69	167	528
0.92	315	761
1.15	520	1024
1.38	788	1314
1.61	1127	1634
1.84	1542	1982
2.07	2040	2358
2.30	2629	2764



$$M_{\max} = 2629 \text{ kgm/m}$$

Il momento massimo è raggiunto in condizioni statiche. Trascurando il contributo stabilizzante dei carichi verticali (peso proprio e permanenti) è stato calcolato il momento resistente della sezione di base considerando solo l'armatura tesa e una sezione di larghezza 1m:

1 Φ 16/20 e 2 Φ 14/40 di spezzoni di infittimento (si estendono per una lunghezza di 1.m dall'innesto in fondazione).

Verifica a flessione piano verticale-combinazione statica e sismica

Sezione 1-1

Calcestruzzo

R_{ck}	=	350	kg/cm ²
f_{ck}	=	291	kg/cm ²
f_{ctm}	=	28.3	kg/cm ²
f_{ctk}	=	19.8	kg/cm ²
γ_c	=	1.5	
α_{cc}	=	0.85	

Acciaio

f_{yk}	=	4500	kg/cm ²
γ_s	=	1.15	
f_{yd}	=	3913	kg/cm ²
f_{cd}	=	165	kg/cm ²
f'_{cd}	=	82	kg/cm ²
f_{ctd}	=	13.2	kg/cm ²

Dati sezione

b	=	100	cm	
h	=	40	cm	
c	=	5.0	cm	copriferro
d	=	35.00	cm	altezza utile

Armatura tesa disposta

$C_{med} = 5.7 \text{ cm}$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
2.5	14	3.84	7.5

$A_{sw} = 13.89 \text{ cm}^2$

Momento resistente

$q = 0.0943$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 18101 \text{ kg*m}$

$M_{Sd1} = 5419 \text{ kg*m}$ momento agente

FS = 3.34 VER SI

Momento di calcolo: massimo tra le due condizioni.

• **Combinazione eccezionale**

L'azione dell'urto di un veicolo si traduce in uno stato di sollecitazioni in testa al muro. Il momento d'urto e la relativa azione orizzontale agenti sulla singola barriera sono:

$$M_u = M_{pl, barr} = 35.70 \text{ kN su } 1.5 \text{ m di interasse}$$

$$V_u = M_{pl}/1 = 35.7 \text{ kN}$$

Tale azione coinvolge 3 montanti posizionati ad un interasse di 1.5m. Le sollecitazioni al metro lineare quindi risultano

$$M_u = 3 * 35.70/4.5 = 23.80 \text{ kNm/ml}$$

$$V_u = 3 * 35.70/4.5 = 23.80 \text{ kN/ml}$$

Alla base il contributo dell'effetto urto sul muro è

$$M_{du} = M_u + V_u * H$$

$$V_{du} = V_u$$

Si calcola il contributo della spinta terra, quello del sovraccarico permanente e il sovraccarico variabile.

CALCOLO SPINTA TERRA

Geometria muro

$$H_n = 2.3 \text{ m}$$

$$s = 0 \text{ m}$$

$$H_f = 0 \text{ m}$$

$$H_0 = 2.3 \text{ m}$$

Coeff. Spinta

a riposo 0

attiva 1

Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo

$$\gamma' = 2.00 \text{ t/m}^3 \quad \text{terreno saturo}$$

$$\phi' = 35^\circ \quad \text{angolo resistenza al taglio}$$

$$c' = 0 \text{ kg/cmq} \quad \text{coesione drenata}$$

$$\gamma_w = 0 \text{ t/m}^3 \quad \text{peso acqua}$$

Fattori parziali di sicurezza SL

Approccio 1- Da 1		A1+M1+R3	COMB. ECCEZ.
γ_ϕ	1.0	f.s. su $\tan(\phi')$	
γ_C	1.0	f.s. su coesione drenata	
γ_R	1.0		
			coeff. Sp. di calcolo
			$K = 0.2710$
			coeff. spinta
			$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
γ_{G1}	1.0	1.0	
γ_{G2}	0.0	1.0	
γ_Q	0.0	1.0	
χ_2		1.0	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
ϕ'_d	35°	angolo resistenza al taglio di calcolo	
c'_d	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo	

Carichi

$$q_1 = 1 \text{ kg/mq}$$

$$q_2 = 4123 \text{ kg/mq}$$

Fase 1 perm

$$p_t = 0 \text{ kg/mq}$$

$$p_b = 1247 \text{ kg/mq}$$

Fase 2 perm+var

$$p_t = 1118 \text{ kg/mq}$$

$$p_b = 2364 \text{ kg/mq}$$

Schema 2 : perm + var

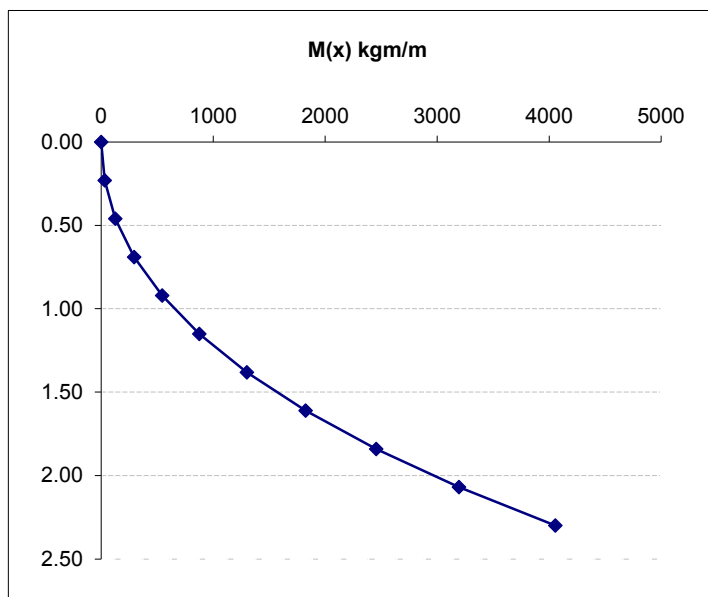
$$p_1 = 1118 \text{ kg/mq}$$

$$p_2 = 2364 \text{ kg/mq}$$

$$p_0 = 1247 \text{ kg/mq}$$

$$l = 2.3 \text{ m}$$

x	M [kgm/m]	V [kg/m]
0.00	0	0
0.23	31	271
0.46	127	571
0.69	296	900
0.92	543	1258
1.15	876	1644
1.38	1302	2058
1.61	1825	2502
1.84	2455	2974
2.07	3196	3475
2.30	4055	4004



$$M_{\max} = 4055 \text{ kgm/ml}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

$$M_1 = 4055 \text{ kg m}$$

$$V_1 = 4004 \text{ kg}$$

Le sollecitazioni compressive agenti alla base del muro, sommando i vari contribute risultano:
Sezione 1-1-base

$$z = 2.30 \text{ m}$$

$$M_{sd,tot} = 11975 \text{ kgm}$$

$$N_{sd,tot} = 2400 \text{ kg}$$

E' riportato il tabulato della verifica a flessione nella sezione di attacco 1-1 e nella sezione dove non sono più presenti i ferri di infittimento. E' stato considerato il ramo incrudente dell'acciaio.

Sezione 2-2- elevazione

$$z = 1.30 \text{ m}$$

$$h = 40.00 \text{ m}$$

$$M_{sd,tot} = 6663 \text{ kgm}$$

$$N_{sd,tot} = 0 \text{ kg}$$

Verifica a flessione DM08**Sezione 1-1****Calcestruzzo**

$$\begin{aligned}
 R_{ck} &= 350 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{ck} &= 291 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{ctm} &= 28.3 \text{ kg/cm}^2 \\
 f_{ctk} &= 19.8 \text{ kg/cm}^2 \\
 \gamma_c &= 1 \\
 \alpha_{cc} &= 1
 \end{aligned}$$

Acciaio

$$\begin{aligned}
 f_{yk} &= 4500 \text{ kg/cm}^2 \\
 \gamma_s &= 1
 \end{aligned}$$

f_{yd}	4500	kg/cm ²
f_{cd}	291	kg/cm ²
f'_{cd}	145	kg/cm ²
f_{ctd}	19.8	kg/cm ²

Dati sezione

$$\begin{aligned}
 b_w &= 100 \text{ cm} \\
 h &= 40 \text{ cm} \\
 c &= 5 \text{ cm} && \text{copriferro} \\
 d &= 35 \text{ cm} && \text{altezza utile}
 \end{aligned}$$

Armatura tesa disposta

$$C_{med} = 5.0 \text{ cm}$$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
2.5	14	3.84	5
		$A_{sw} = 13.89 \text{ cm}^2$	

Momento resistente

$$q = 0.0615 \quad \text{percentuale meccanica d'armatura}$$

$$M_{Rd} = 2118575 \text{ kg*cm} \quad \text{momento resistente}$$

$$M_{Rd} = \boxed{21186} \text{ kgm}$$

$$M_{Sd1} = \boxed{11975} \text{ kg*m} \quad \text{momento agente}$$

$$FS = 1.77 \text{ VER SI}$$

Sezione 2-2**Dati sezione**

$$\begin{aligned}
 b_w &= 100 \text{ cm} \\
 h &= 40 \text{ cm} \\
 c &= 5 \text{ cm} && \text{copriferro} \\
 d &= 35 \text{ cm} && \text{altezza utile}
 \end{aligned}$$

Armatura tesa disposta

$$C_{med} = 5.0 \text{ cm}$$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
0	0	0.00	5
		$A_{sw} = 10.05 \text{ cm}^2$	

Momento resistente

$$q = 0.0445 \quad \text{percentuale meccanica d'armatura}$$

$$M_{Rd} = \boxed{15467} \text{ kgm}$$

$$M_{Sd1} = \boxed{6663} \text{ kg*m} \quad \text{momento agente}$$

$$FS = 2.32 \text{ VER SI}$$

9.3.5 Verifica a SLE elevazione

Le la verifica a SLE si assume un momento di calcolo, a favore di sicurezza, pari a:

$$M_E = M_{sd} / \gamma_G = 54.19 / 1.3 = 47.11 \text{ kNm}$$

Il controllo delle condizioni di esercizio è svolto al successivo foglio di calcolo:

Verifica a fessurazione DM08

Calcestruzzo

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 350 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ck} &= 290.5 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ctk} &= 20.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,car} &= 174.3 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,qp} &= 130.7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Acciaio

$$\begin{aligned} E_s &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 15 \\ f_{yk} &= 4500 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{s,car} &= 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

f_{ctm}	28.3	kg/cm ²
f_{ctm}	34.0	kg/cm ²
f_{cteff}	28.3	kg/cm ²
E_{cm}	325881	kg/cm ²
Parametri "k" per calcolo		
k_1	0.6	
k_1	0.8	
k_2	0.5	
k_3	3.4	
k_4	0.425	

Sollecitazioni agenti

Condizione	M_{sd}	σ_s
	kg*cm	kg/cm ²
SLU	541900	-
CAR	416846	949
FREQ.	0	0
Q.P.	0	0

Condizione caratteristica		Condizione q.p.		Tensioni imposte per fessur.	
M_{sd}	416846 kg*cm	M_{sd}	0 kg*cm	$\sigma_{s,QP}$	949 kg/cm ²
N_{sd}	0 kg	N_{sd}	0 kg	$\sigma_{s,FRQ}$	949 kg/cm ²

Dati sezione

$$\begin{aligned} b_w &= 100 \text{ cm} && \text{base trave} \\ h &= 40 \text{ cm} && \text{altezza totale trave} \\ c &= 5 \text{ cm} && \text{copriferro armatura tesa} \\ d &= 35 \text{ cm} && \text{h. utile} \\ A_{eff} &= 994.17 \text{ cm}^2 && \text{area efficace in trazione} \\ x_n &= 10.18 \text{ cm} && \text{asse neutro da l.s.} \end{aligned}$$

Armatura sezione (y_i dal lembo teso)

Strato	n. ferri	ϕ_b [mm]	y_i [cm]	A_{si}	
1-t	5	16	5	10.05	tesa
2-t	2.5	14	5	3.85	tesa
3-c	0	0	0	0.00	comp.
4-c	0	16	35	0.00	comp.

SLE - Tensioni materiali comb. CAR (rara) / QP

$$\begin{aligned} \sigma_{c,CAR} &= -26 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{c,QP} &= 0 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{s,CAR} &= 949 \text{ kg/cm}^2 && \text{trazione massima ferri} \\ \sigma_{s,CAR} &= 0 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compr. ferri} \end{aligned}$$

	VER	IM	FS
CAR	SI	0.15	6.72
QP	SI	0.00	-
CAR	SI	0.26	3.79
CAR	SI	0.00	-

SLE - Calcolo ampiezza fessure comb. Q.P.

$$\begin{aligned} y_{ao} &= 5.00 \text{ cm} && \text{baricentro arm. tesa} \\ \phi_{eq} &= 15.4 \text{ mm} && \text{diametro equivalente} \\ A_{st} &= 13.90 \text{ cm}^2 && \text{area ferro tesa} \\ \rho_{eff} &= 0.0140 && \% \text{ area tesa} \\ \sigma_{s,QP} &= 949 \text{ kg/cm}^2 && \text{tensione acciaio teso (Q.P.)} \\ \sigma_{s,FRQ} &= 949 \text{ kg/cm}^2 && \text{tensione acciaio teso (FREQ.)} \end{aligned}$$

$$M_{cr} = 907198 \text{ kg*cm} \quad \text{momento di prima fessurazione}$$

Sez. interam.reagente; calcolo non pertinente

$$\begin{aligned} s_{max} &= 357 \text{ mm} && \text{distanza fessure} \\ \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= -0.00018 - 0.00018 && \text{deformazione acciaio tra due fess.} \\ W_{d,QP} &= -0.06 \text{ mm} && \text{ampiezza massima fessure} \\ W_{d,FRQ} &= -0.06 \text{ mm} && \text{ampiezza massima fessure} \end{aligned}$$

9.3.6 Verifica di resistenza della fondazione

La fondazione del muro è verificata considerandola incastrata all'attacco del muro e soggetta alla seguente distribuzione dei carichi: il peso proprio (g_0), il peso della terra (g_t) e dei sovraccarichi (p e q) saranno diretti verso il basso. La ciabatta però sarà anche soggetta a una spinta p diretta dal basso verso l'alto determinata a partire dalle sollecitazioni di calcolo N_{sd} e M_{sd} .

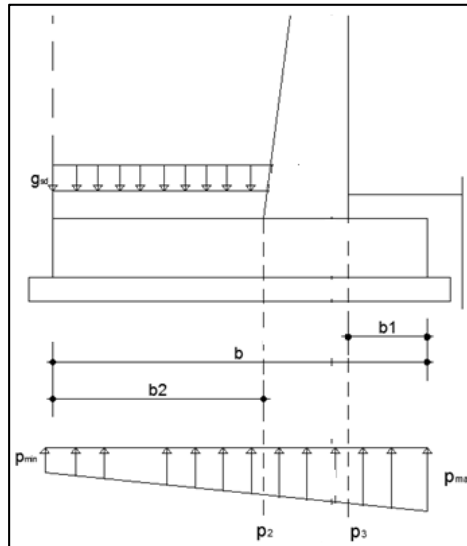


Figura 14 – Azioni sulla fondazione

$$M_{sd} = M_{st} - M_{rib} - \sum W_i \cdot Z_i$$

$$N_{sd} = \sum G$$

Il tratto di fondazione più corto è stato verificato con l'utilizzo delle metodologie illustrate nella circ. 617/2009 delle NTC 2008 Cap.4.1.2.1.5 "Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive dei nodi". La mensola sarà soggetta alla differenza di distribuzione di carico indicato in figura (il peso del pietrame g_p e del peso proprio g_0 diretti verso il basso e la pressione del terreno diretta verso l'alto).

Le verifiche delle mensole tozze viene effettuata facendo riferimento al norma CNR 10025/98, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

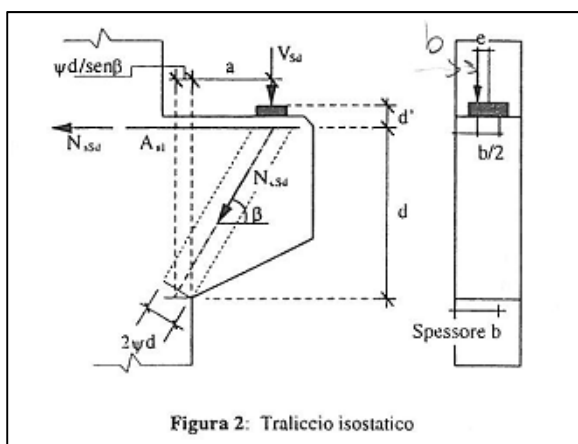


Figura 2: Traliccio isostatico

Figura 15 – Meccanismo mensola tozza

$$N_{cSd} = \frac{V_{Sd}}{\sin\beta}$$

$$N_{sSd} = \frac{V_{Sd}}{\tan\beta}$$

$$\tan\beta = \frac{1}{\lambda_v + \psi/\sin\beta} = \frac{\lambda_v - \sqrt{\lambda_v^2 - (\lambda_v^2 - \psi^2) \cdot (1 - \psi^2)}}{(\lambda_v^2 - \psi^2)}$$

$$N_{cRd} = 2 \cdot \psi \cdot \frac{v}{v} \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 2 \cdot k \cdot \psi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$N_{sRd} = A_{sl} \cdot f_{yd}$$

$$\psi \leq 0.176$$

Si riportano in questo paragrafo le verifiche dei due tratti di fondazione dove si innescio il muro.

Le sollecitazioni agenti in condizioni statiche sono indicate nel seguente tabulato.

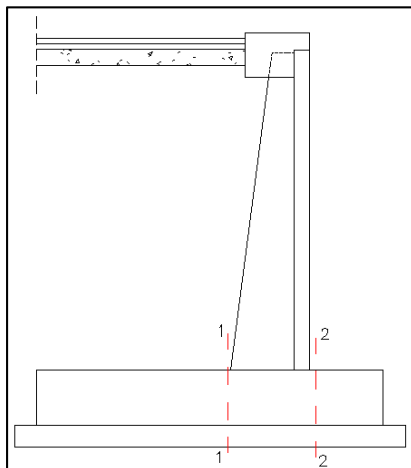


Figura 16 – Sezioni di verifica

AZIONI A1-M1-R3 -STATICA

Carichi su parte a monte diretti verso il basso

$g_0 =$	13.00 kN/m	peso proprio
$g_t =$	59.8 kN/m	peso terreno
$g_p =$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	55.66 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	128.5 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h = 0$ m

$g_0 =$	13.0 kN/m	peso proprio
$g_t =$	0.0 kN/m	terreno valle
$g_p =$	0.1 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	334.0 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	347.0 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b = 2.5$ m

$p_{max} =$	127 kN/ml
$p_{min} =$	79 kN/ml
$\Delta p =$	47 kN/ml
$p_2 =$	113 kN/ml
$p_3 =$	121 kN/ml

AZIONI A1-M1-R3 -SISMICA*Carichi su parte a monte diretti verso il basso*

$g_0 =$	10.00 kN/m	peso proprio
$g_t =$	46.0 kN/m	peso terreno
$g_p =$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	8.25 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	64.3 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h = 0$ m

$g_0 =$	10.0 kN/m	peso proprio
$g_t =$	0.0 kN/m	peso terreno
$g_p =$	0.1 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	49.5 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	59.5 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b = 2.5$ m

$p_{max} =$	90 kN/ml
$p_{min} =$	23 kN/ml
$\Delta p =$	67 kN/ml
$p_2 =$	72 kN/ml
$p_3 =$	82 kN/ml

AZIONI A1-M1-R3 -ECCEZIONALE*Carichi su parte a monte diretti verso il basso*

$g_0 =$	10.00 kN/m	peso proprio
$g_t =$	46.0 kN/m	peso terreno
$g_p =$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	41.23 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	97.2 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h = 0$ m

$g_0 =$	10.0 kN/m	peso proprio
$g_t =$	0.0 kN/m	terreno valle
$g_p =$	0.1 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	247.4 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	257.4 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b = 2.5$ m

$p_{max} =$	171 kN/ml
$p_{min} =$	0 kN/ml
$p_2 =$	123 kN/ml
$p_3 =$	150 kN/ml

L'armatura presente in fondazione è:

5 Φ 14 superiori $A_s = 7.7\text{cm}^2$ 5 Φ 14 inferiori

Verifica a flessione SEZIONE 1-1**Combin. Statica**

l = 0.000 m

L = 1.8 m
 $g_{sd,tot}$ = 128.5 kN/m costante
 p_2 = 113 kN/m su incastro
 p_{min} = 79 kN/m
 M_{sd1} = 61.25 kNm
 612460 kg cm
 612460 kg cm/ml

Calcolo momento su incastro mensola di monte

M_g = 208.13 kN*m
 M_p = -146.88 kN*m
 M_{sd1} = 61.25 kN*m

Calcestruzzo

R_{ck} = 350 kg/cm²
 f_{ck} = 291 kg/cm²
 f_{ctm} = 28.3 kg/cm²
 f_{ctk} = 19.8 kg/cm²
 γ_c = 1.5
 α_{cc} = 0.85

Acciaio

f_{yk} = 4500 kg/cm²
 γ_s = 1.15

f_{yd}	3913	kg/cm ²
f_{cd}	165	kg/cm ²
f'_{cd}	82	kg/cm ²
f_{ctd}	13.2	kg/cm ²

Dati sezione

b_w = 100 cm
 h = 40 cm
 c = 5 cm copriferro
 d = 35 cm altezza utile

Armatura tesa disposta c_{med} = 5.0 cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5

 A_{sw} = 7.69 cm²**Momento resistente** q = 0.0522 percentuale meccanica d'armatura M_{Rd} = 1024923 kg*cm momento resistente M_{Rd} = 102.49 kNm **Verificato** FS = 1.67

Verifica a flessione SEZIONE 1-1**Combin. Sismica**

$L = 1.8$ m
 $g_{sd,tot} = 64.3$ kN/m costante
 $p_2 = 72$ kN/m su incastro
 $p_{min} = 23$ kN/m
 $M_{sd1} = 40.51$ kNm
 405134 kg cm
 405134 kg cm/ml

$l = 0.000$ m

Calcolo momento su incastro mensola di monte

$M_g = 104.09$ kN*m
 $M_p = -63.58$ kN*m
 $M_{sd1} = 40.51$ kN*m

Calcestruzzo

$R_{ck} = 350$ kg/cm²
 $f_{ck} = 291$ kg/cm²
 $f_{ctm} = 28.3$ kg/cm²
 $f_{ctk} = 19.8$ kg/cm²
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 1$

Acciaio

$f_{yk} = 4500$ kg/cm²
 $\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} =$	3913	kg/cm ²
$f_{cd} =$	194	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	97	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	13.2	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w = 100$ cm
 $h = 40$ cm
 $c = 5$ cm copriferro
 $d = 35$ cm altezza utile

Armatura tesa disposta

$c_{med} = 5.0$ cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5

$A_{sw} = 7.69$ cm²

Momento resistente

$q = 0.0444$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 1029162$ kg*cm momento resistente

$M_{Rd} = 102.92$ kNm **Verificato** FS= 2.54

Verifica a flessione SEZIONE 1-1**Combin. Eccezionale**

$L = 1.8$ m
 $g_{sd,tot} = 97.2$ kN/m costante
 $p_2 = 123$ kN/m su incastro
 $p_{min} = 0$ kN/m
 $M_{sd1} = 91.30$ kNm
 913022 kg cm
 913022 kg cm/ml

$l = 1.8$ m

Calcolo momento su incastro mensola di monte

$M_g = 157.53$ kN*m
 $M_p = -66.23$ kN*m
 $M_{sd1} = 91.30$ kN*m

Calcestruzzo

$R_{ck} = 350$ kg/cm²
 $f_{ck} = 291$ kg/cm²
 $f_{ctm} = 28.3$ kg/cm²
 $f_{ctk} = 19.8$ kg/cm²
 $\gamma_c = 1$
 $\alpha_{cc} = 1$

Acciaio

$f_{yk} = 4500$ kg/cm²
 $\gamma_s = 1$

f_{yd}	4500 kg/cm ²
f_{cd}	291 kg/cm ²
f'_{cd}	145 kg/cm ²
f_{ctd}	19.8 kg/cm ²

Dati sezione

$b_w = 100$ cm
 $h = 40$ cm
 $c = 5$ cm copriferro
 $d = 35$ cm altezza utile

Armatura tesa disposta

$c_{med} = 5.0$ cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5

$A_{sw} = 7.69$ cm²

Momento resistente

$q = 0.0340$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 1189995$ kg*cm momento resistente

$M_{Rd} = 119.00$ kNm **Verificato** FS= 1.30

Verifica a flessione SEZIONE 2-2

VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98

Combin. Statica**SOLLECITAZIONI DI CARICO**

$b_1 = 0.3 \text{ m}$

$\bar{g}_{sd, tot} =$	347.0 kN/m	costante
$p_3 =$	121 kN/m	su incastro
$p_{max} =$	127 kN/m	
$F_{sd} =$	67 kN	diretta verso il basso
	66971.3 N/m	al metro di larghezza
$H_{sd} =$	0 N	

GEOMETRIA DELLA MENSOLA

$l =$	300 [mm]	aggetto della mensola
$a =$	150 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro
$h =$	300 [mm]	altezza della mensola
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola
$d' =$	50 [mm]	copriferro
$d =$	250 [mm]	altezza utile

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS

$R_{ck} =$	35 [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	29.05 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
$\gamma =$	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
$f_{cd} =$	16.46 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione

ACCIAIO

$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	
$f_{yd} =$	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio
$v =$	0.555 (deve essere ≥ 0.5)	
$v =$	0.55	
$k =$	0.73671	
$v_{sd} =$	0.016	
$\lambda.v =$	0.600	snellezza della mensola

$\text{tg}\beta = 1.6254$ (con β =angolazione del puntone compresso)

$\psi_{min} = 0.01297$ (≤ 0.176)

Verificato**Taglio Resistente**

$c =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito	getto unico
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi	altro
$A_v =$	143 [mm ²]		

Armature

$A_{s1} =$	1.05 [cm ²]
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]
$A_v =$	1.43 [cm ²]

Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA

$A_t = 1.05$ [cm²]

$A_s = 7.70$ [cm²]

VER

Verifica a flessione SEZIONE 2-2

VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98

Combin. Sismica**SOLLECITAZIONI DI CARICO**

$b_1 = 0.3 \text{ m}$

$\bar{g}_{sd,tot} =$	59.5 kN/m	costante
$p_3 =$	82 kN/m	su incastro
$p_{max} =$	90 kN/m	
$F_{sd} =$	-8 kN	diretta verso l'alto
	8024.79 N/m	al metro di larghezza
$H_{sd} =$	0 N	

GEOMETRIA DELLA MENSOLA

$l =$	300 [mm]	aggetto della mensola
$a =$	150 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro
$h =$	300 [mm]	altezza della mensola
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola
$d' =$	50 [mm]	copriferro
$d =$	250 [mm]	altezza utile

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS

$R_{ck} =$	35 [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	29.05 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
$\gamma =$	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
$f_{cd} =$	16.46 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione

ACCIAIO

$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	
$f_{yd} =$	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio
$v =$	0.555 (deve essere ≥ 0.5)	
$v =$	0.55	
$k =$	0.73671	
$V_{sd} =$	0.002	
$\lambda.v =$	0.600	snellezza della mensola

$\tan\beta = 1.6617$ (con β =angolazione del puntone compresso)

$\psi_{min} = 0.00154$ (≤ 0.176)

Verificato**Taglio Resistente**

$c =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito	getto unico
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi	altro
$A_v =$	17 [mm ²]		

Armature

$A_{s1} =$	0.12 [cm ²]
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]
$A_v =$	0.17 [cm ²]

Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA

$A_t = 0.12$ [cm²]

$A_s = 7.7$ [cm²]

VER

9.3.7 Verifica a SLE fondazione

Le la verifica a SLE si assume un momento di calcolo, a favore di sicurezza, pari a:

$$M_E = M_{sd} / \gamma_G = 61.25 / 1.3 = 47.11 \text{ kNm}$$

Il controllo delle condizioni di esercizio è svolto al successivo foglio di calcolo:

Verifica a fessurazione DM08

Calcestruzzo

$$\begin{aligned} R_{ck} &= 350 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ck} &= 290.5 \text{ kg/cm}^2 \\ f_{ctk} &= 20.2 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,car} &= 174.3 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{c,qp} &= 130.7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Acciaio

$$\begin{aligned} E_s &= 2100000 \text{ kg/cm}^2 \\ n &= 15 \\ f_{yk} &= 4500 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{s,car} &= 3600 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

f_{ctm}	=	28.3	kg/cm ²
f_{cfm}	=	34.0	kg/cm ²
f_{cteff}	=	28.3	kg/cm ²
E_{cm}	=	325881	kg/cm ²
Parametri "k" per calcolo			
k_1	=	0.6	
k_1	=	0.8	
k_2	=	0.5	
k_3	=	3.4	
k_4	=	0.425	

Sollecitazioni agenti

Condizione	M_{sd}
	kg*cm
SLU	612500
CAR	471154
FREQ.	0
Q.P.	0

Condizione caratteristica		Condizione q.p.		Tensioni imposte per fessur.	
M_{sd}	471154 kg*cm	M_{sd}	0 kg*cm	$\sigma_{s,QP}$	2371 kg/cm ²
N_{sd}	0 kg	N_{sd}	0 kg	$\sigma_{s,FRQ}$	2371 kg/cm ²

Dati sezione

$$\begin{aligned} b_w &= 100 \text{ cm} && \text{base trave} \\ h &= 40 \text{ cm} && \text{altezza totale trave} \\ c &= 5 \text{ cm} && \text{copriferro armatura tesa} \\ d &= 35 \text{ cm} && \text{h. utile} \\ A_{eff} &= 1080.83 \text{ cm}^2 && \text{area efficace in trazione} \\ x_n &= 7.57 \text{ cm} && \text{asse neutro da l.s.} \end{aligned}$$

Armatura sezione (y_i dal lembo teso)

Strato	n. ferri	ϕ_b [mm]	y_i [cm]	A_{si}	
1-t	5	14	5	7.70	tesa
2-t	0	0	5	0.00	tesa
3-c	0	0	0	0.00	comp.
4-c	5	14	35	7.70	comp.

SLE - Tensioni materiali comb. CAR (rara) / QP

$$\begin{aligned} \sigma_{c,CAR} &= -35 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{c,QP} &= 0 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compressione cls} \\ \sigma_{s,CAR} &= 1899 \text{ kg/cm}^2 && \text{trazione massima ferri} \\ \sigma_{s,CAR} &= -178 \text{ kg/cm}^2 && \text{max compr. ferri} \end{aligned}$$

	VER	IM	FS
CAR	SI	0.20	4.99
QP	SI	0.00	-
CAR	SI	0.53	1.90
CAR	SI	0.05	20.20

SLE - Calcolo ampiezza fessure comb. Q.P.

$$\begin{aligned} y_{a0} &= 5.00 \text{ cm} && \text{baricentro arm. tesa} \\ \phi_{eq} &= 14.0 \text{ mm} && \text{diametro equivalente} \\ A_{st} &= 7.70 \text{ cm}^2 && \text{area ferro tesa} \\ \rho_{eff} &= 0.0071 && \% \text{ area tesa} \\ \sigma_{s,QP} &= 2371 \text{ kg/cm}^2 && \text{tensione acciaio teso (Q.P.)} \\ \sigma_{s,FRQ} &= 2371 \text{ kg/cm}^2 && \text{tensione acciaio teso (FREQ)} \\ M_{cr} &= 907198 \text{ kg*cm} && \text{momento di prima fessurazione} \end{aligned}$$

Sez. interam.reagente; calcolo non pertinente

$$\begin{aligned} s_{max} &= 504 \text{ mm} && \text{distanza fessure} \\ \epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} &= -6.06E-05 && -6.1E-05 \text{ deformazione acciaio tra due fess.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} w_{d,QP} &= -0.03 \text{ mm} \\ w_{d,FRQ} &= -0.03 \text{ mm} \end{aligned}$$

ampiezza massima fessure

9.4 Muro tipo F

9.4.1 Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU

La verifica a ribaltamento è condotta solo in condizioni statiche e sismiche in quanto in condizioni eccezionali si suppone la collaborazione di una serie di muri all'azione d'urto e quindi non riesce ad instaurarsi il ribaltamento del muro.

DATI GEOMETRICI	
Dimensioni elementi	
$h_p =$	2 m
$h_f =$	0.4 m
$H =$	2.4 m
$b_1 =$	0.3 m
$b =$	0.4 m
$b_{n1} =$	0 m
$b_{n2} =$	0 m
$b_0 =$	1.5 m
$B =$	2.2 m
Calcolo volumi muri e terreno	
$V_t =$	3.00 m ³
$V_p =$	0.80 m ³
$V_f =$	0.88 m ³
$V_{tot} =$	4.68 m ³

DATI GEOTECNICI

EQU+M2

$\gamma_{t1} = 20 \text{ kN/m}^3$

$\phi'_1 = 35^\circ$

SOVRACCARICHI

q=	41.23 kN/m ²	sovraccarico stradale
p=	0.01 kN/m ²	sovraccarico permanente
N=	1 kN/ml	scarico verticale testa muro

CALCOLO SPINTE SU MURO

$S_t =$	19.78 kN	sp. statica terrapieno
$S_p =$	0.01 kN	sp. sovraccarico permanente
$S_q =$	33.98 kN	sp. sovraccarico variabile

SPINTA SISMICA SU MURO**Terreno**

$S_{AE} =$	22.39 kN	spinta sismica
$\Delta P_{AE} =$	2.61 kN	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica

INERZIE MURO E TERRAPIENO

$W_m =$	20.00 kN	massa muro
$W_t =$	60 kN	peso terreno sulla fondazione a monte
$F_{wh} =$	4.60 kN	sp. Dovuta alle inerzie del muro e terra

$S_{\Delta P_{AE} + F_{wh}} = 7.21 \text{ kN}$

VERIFICA RIBALTAMENTO

EQU+M2

$\gamma_{t1} =$	20 kN/m ³
$\gamma_{t2} =$	0 kN/m ³
$\gamma_{cls} =$	25 kN/m ³

Contributi stabilizzanti

PESI	DISTANZE	MOMENTI	EQU-M2		A1-M1-R3	
			C.STATIC.	C.SISMICA	C.STATIC.	C.SISMICA
$W_t =$ 60 kN	$d_t =$ 1.45 m	$M_t =$ 87.00 kNm	78.30	87.00	113.10	87.00
$W_p =$ 20.00 kN	$d_p =$ 0.50 m	$M_p =$ 10.00 kNm	9.00	10.00	13.00	10.00
$W_f =$ 22 kN	$d_0 =$ 1.10 m	$M_0 =$ 24.20 kNm	21.78	24.20	31.46	24.20
$W_p =$ 0.015 kN	$d_p =$ 1.45 m	$M_p =$ 0.02 kNm	0.02	0.02	0.03	0.02
$W_N =$ 1 kN	$d_f =$ 0.50 m	$M_p =$ 0.50 kNm	0.45	0.50	0.65	0.50
$W_q =$ 61.85 kN	$d_q =$ 1.45 m	$M_q =$ 89.68 kNm	121.06	3.59	121.06	3.59
		$M_{5T} =$ 211.40 kNm	230.61	125.31 kNm	279.30	125.31 kNm

Contributi ribaltanti

$S_t =$ 19.78 kN	$d_{st} =$ 0.80 m	$M_{st} =$ 15.83 kNm	17.41	15.83	16.23	12.49
$S_p =$ 0.01 kN	$d_{sp} =$ 1.20 m	$M_p =$ 0.01 kNm	0.01	0.01	0.01	0.01
$S_q =$ 33.98 kN	$d_{sq} =$ 1.20 m	$M_q =$ 40.78 kNm	55.05	8.16	43.44	6.44
$S_e =$ 7.21 kN	$d_{se} =$ 1.20 m	$M_e =$ 8.65 kNm		8.65		8.23
			72.47	32.64 kNm	59.68	27.16 kNm

$F_s =$	3.18	statica
	3.84	sismica

9.4.2 Verifica scorrimento piano di posa GEO

VERIFICA SCORRIMENTO A1-M1-R3

$$\phi'_{1} = 28^\circ \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$\phi'_{1d} = 28.00^\circ \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$R^* = 1.00$$

$$\delta = 28.00^\circ \quad 0.489 \text{ rad}$$

$$\text{tg}\delta = 0.532$$

$$W_{t+clS} = 102.00 \text{ kN}$$

$$W_p = 0.015 \text{ kN}$$

$$W_f = 1 \text{ kN}$$

$$W_q = 61.845 \text{ kN}$$

$$W_{mv} = 2.30 \text{ kN}$$

STATICA

$$R_d = 105.09$$

$$H_d = 56.50$$

SISMICA

$$\psi_2 = 0.2$$

$$R_d = 66.40 \text{ kN}$$

$$H_d = 27.84 \text{ kN}$$

Fs=	1.86	statica
	2.39	sismica

9.4.3 Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO

PRESSIONI TERRENO

A1-M1-R3

Combinazione statica

T_{sd} =	71.61 kN			Contributo magrone	
B=	2.20 m	B/6=	0.37 m	g=	24 kN/m ³
N_{sd}	217.41 kN			h_m =	0.1 m
xg=	1.10 m			B_m =	2.40 m
M_G	239.15 kNm			P_m =	5.76 kN
M_{STAB} =	279.30 kNm				
M_{RIB} =	59.68 kNm				
ΔM	219.62 kNm				
Sollecitazioni di calcolo					
M_{sd} =	19.54 kNm	<i>lato schiacciato su ciabatta corta</i>		M_G -DM	
$N_{sd,tot}$ =	223.17 kN			N_{sd} + P_m	
e=	0.09 m				
u=	0.00 m	z=	0.0 m		
Tensioni normali					
B_{adott} =	2.40 m				
p_{max} =	113.34 kN/m ²	<i>sez. reagente</i>			
p_{min} =	72.64 kN/m ²				
$p_{n,m}$ =	92.99 kN/m ²	valore medio			
Tensioni tangenziali					
p_h =	29.84 kN/m ²				

Combinazione sismica

 ψ_2 = 0.2

Contributo magrone

T_{sd} =	26.59 kN			g=	24 kN/m ³
B=	2.20 m	B/6=	0.37 m	h_m =	0.1 m
N_{sd}	115.38 kN			B_m =	2.40 m
xg=	1.10 m			P_m =	5.76 kN
M_G	126.92 kNm				
M_{STAB} =	125.31 kNm				
M_{RIB} =	27.16 kNm				
ΔM	98.15 kNm				
Sollecitazioni di calcolo					
M_{sd} =	28.77 kNm	<i>lato schiacciato su ciabatta corta</i>			
$N_{sd,tot}$ =	121.14 kN				
e=	0.24 m				
u=	0.00 m	z=	-0.10 m		
Tensioni normali					
B_{adott} =	2.40 m				
p_{max} =	80.45 kN/m ²	<i>sez. reagente</i>			
p_{min} =	20.50 kN/m ²				
$p_{n,m}$ =	50.48 kN/m ²	valore medio			
Tensioni tangenziali					
p_h =	11.08 kN/m ²				

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE**A1-M1-R3-statica****DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE**

Peso specifico del terreno	$g_t =$	19.00 kN/m ³
Angolo di attrito del terreno	$f_{\phi} =$	28.00 °
Coesione del terreno	$c_d =$	0.00 kN/m ²
Angolo di inclinazione del piano campagna	$w =$	0.00 °

$c =$	0	kN/m ²
$f =$	28.00	°
$g_f =$	1.00	SLU
$g_c =$	1.00	SLU
$g_R =$	1.40	SLU

DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Profondita' di imposta della fondazione	$D =$	0.50 m
Angolo di inclinazione piano di fondazione (<=f)	$a =$	0.00 °

$c_u =$	1.40	kN/m ²
$g_{cu} =$	1.40	SLU
$c_{ud} =$	1.00	kN/m ²

Larghezza fondazione	$B =$	2.40 m
Lunghezza fondazione	$L =$	5.00 m

Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.088 m
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00 m

Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	2.22 m
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	5 m

DATI RELATIVI AI CARICHI

Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	92.99 kN/m ² =	0.93 kg/cm ²
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	29.84 kN/m ² =	0.30 kg/cm ²
Carico normale alla fondazione	$N =$	1115.9 kN =	111585 kg
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	358 kN =	35803.2 kg
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	0.00 kN/m ²	0.00 kg/cm ²

VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA

Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	21.14	9.50	0.00
Fattori di capacità portante	N	10.94	14.72	25.80
Fattori di forma fondazione	s	1.12	1.12	1.25
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.07	1.07
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.35	0.52	0.51
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	b	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	g	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	F N s d i b q	92	87.11	0.00

Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	128 kN/m ² =	1.28 kg/cm ²
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	1421 kN =	142064 kg

Coefficiente di sicurezza	FS =	1.27
---------------------------	-------------	-------------

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE**A1-M1-R3-sismica****DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE**

Peso specifico del terreno

$g_t = 19.00 \text{ kN/m}^3$

Angolo di attrito del terreno

$f_d = 28.00^\circ$

Coesione del terreno

$c_d = 0.00 \text{ kN/m}^2$

Angolo di inclinazione del piano campagna

$w = 0.00^\circ$

c =	0	kN/m ²
f =	28.00	°
g _f =	1.00	SLU
g _c =	1.00	SLU
g _R =	1.40	SLU

DATI RELATIVI ALLA GEOMETRIA DELLA FONDAZIONE

Profondita' di imposta della fondazione

$D = 0.50 \text{ m}$

Angolo di inclinazione piano di fondazione (<=f)

$a = 0.00^\circ$

c _u =	1.40	kN/m ²
g _{cu} =	1.40	SLU
c _{ud} =	1.00	kN/m ²

Larghezza fondazione

$B = 2.40 \text{ m}$

Lunghezza fondazione

$L = 5.00 \text{ m}$

Eccentricità carico verticale in direzione B

$E(B) = 0.238 \text{ m}$

Eccentricità carico verticale in direzione L

$E(L) = 0.00 \text{ m}$

Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici

$B(EQ) = 1.92 \text{ m}$

Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici

$L(EQ) = 5 \text{ m}$

DATI RELATIVI AI CARICHI

Tensione media normale alla fondazione

$p_n = 50.48 \text{ kN/m}^2 = 0.50 \text{ kg/cm}^2$

Tensione media tangenziale alla fondazione

$p_h = 11.08 \text{ kN/m}^2 = 0.11 \text{ kg/cm}^2$

Carico normale alla fondazione

$N = 605.7 \text{ kN} = 60572 \text{ kg}$

Carico tangenziale alla fondazione

$T = 133 \text{ kN} = 13293.67 \text{ kg}$

Sovraccarico sul piano campagna

$Q = 0.00 \text{ kN/m}^2 = 0.00 \text{ kg/cm}^2$

VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA

Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	18.29	9.50	0.00
Fattori di capacità portante	N	10.94	14.72	25.80
Fattori di forma fondazione	s	1.11	1.11	1.21
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.08	1.08
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.51	0.65	0.65
Fattori di inclinaz. del piano di fondazione	b	1.00	1.00	1.00
Fattori di inclinaz. del piano di campagna	g	1.00	1.00	1.00
Prodotto totale	F N s d i b q	113	108.85	0.00

Pressione limite totale normale al piano di fondazione

$q_{lim} = 158 \text{ kN/m}^2 = 1.58 \text{ kg/cm}^2$

Carico limite totale normale al piano di fondazione

$N_{lim} = 1524 \text{ kN} = 152393 \text{ kg}$

Coefficiente di sicurezza

$FS = 2.52$

9.4.4 Verifica del muro

La verifica dei muri viene effettuata sempre mediante l'approccio 2 A1-M1-R3, previsto dal DM 14.01.08 par 6.5.3.1.1.

Le verifiche strutturali sono state svolte nelle sezioni 1 all'attacco con la fondazione.

9.4.4.1 Verifiche a stato limite ultimo

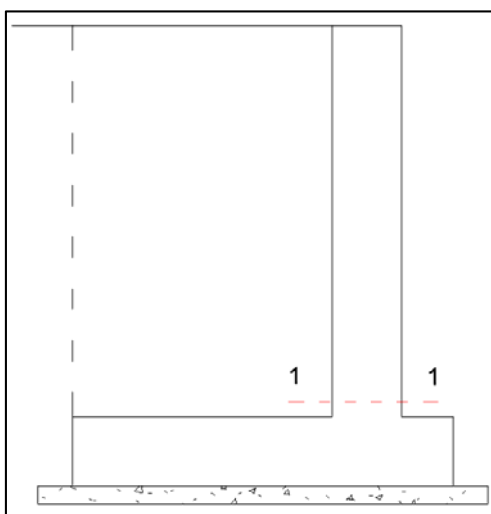
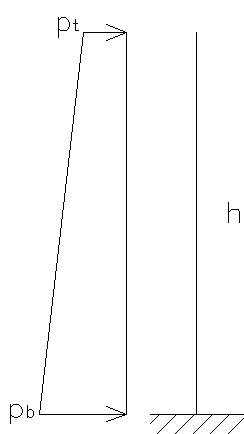


Figura 17 – Sezioni di verifica del muro

- **Combinazione fondamentale e sismica**

La sezione 1-1 è alla base del muro. Lo schema statico adottato per la verifica è quello di una mensola incastrata alla base e soggetta a una spinta orizzontale data dal terreno e dal sovraccarico nel caso statico.



$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE SOMMITA'}$$

$$p_b = p_t + \gamma_g \cdot \gamma \cdot k_A \cdot h \quad \text{PRESSIONE BASE}$$

In condizioni dinamiche si aggiunge l'incremento di spinta sismica.

$$p_t = \gamma_q \cdot k_A \cdot h + \Delta p_e$$

Note le pressioni orizzontali sul muro, si esegue il calcolo del momento alla base del medesimo e si procede quindi al calcolo dell'armatura.

CALCOLO SPINTA TERRAGeometria muro

$H_n =$	2 m
$s =$	0 m
$H_f =$	0 m
$H_0 =$	2 m

Coeff. Spinta

a riposo	0
attiva	1

Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo

$\gamma' =$	2.00 t/m ³	terreno saturo
$\phi' =$	35 °	angolo resistenza al taglio
$c' =$	0 kg/cmq	coesione drenata
$\gamma_w =$	0.0 t/m ³	peso acqua

Fattori parziali di sicurezza SL

Approccio 2		A1+M1+R3	SLU STR
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su tan(ϕ')	
$\gamma_C =$	1.0	f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R =$	1.0		
			coeff. Sp. di calcolo
			$K = 0.2710$
			coeff. spinta
			$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.30	
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.50	
$\gamma_Q =$	0.0	1.35	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo	

Carichi

$q_p =$	1 kg/m ²
$q_1 =$	4123 kg/m ²
$q_2 =$	0 kg/m ²

Fase 1 perm

$p_t =$	0 kg/m ²
$p_b =$	1410 kg/m ²

Fase 2 perm+var

$p_t =$	1509 kg/m ²
$p_b =$	2918 kg/m ²

Approccio 2		A1+M1+R3	SLU SISM
$\gamma_\phi =$	1.0	f.s. su tan(ϕ')	
$\gamma_C =$	1.0	f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R =$	1.0		
			coeff. Sp. di calcolo
			$K = 0.2710$
			coeff. spinta
			$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
f.p.s.	favorevole	sfavorevole	
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.0	
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0	
$\gamma_Q =$	0.0	1.0	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo	
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo	

Carichi

$q_p =$	1 kg/m ²
$q_1 =$	825 kg/m ²
$q_2 =$	0 kg/m ²

Fase 1 perm

$p_t =$	0 kg/m ²
$p_b =$	1084 kg/m ²

Fase 2 perm+var+sisma

$p_t =$	532 kg/m ²
$p_b =$	1616 kg/m ²

CALCOLO INCREMENTO SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE

γ [kgf/m ³]	2000	peso specifico del terreno sopra falda
ϕ^1 [°]	35	angolo di resistenza al taglio
ψ [°]	90	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della parete del muro rivolta a monte (se verticale =90°)
β [°]	0	angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della superficie del terrapieno (se orizzontale =0°)
δ [°]	0	angolo di resistenza a taglio tra terreno e muro

S [-]	1.198
a_g [g]	0.2
β_m	0.24

Falda	N	Y/N N.B.: Y = falda a p.c.; N = falda sotto lo scavo lato valle
γ_{H2O} [kgf/m ³]	0	

k_h [g]	0.058
k_v [g]	0.029

γ^1 [kgf/m ³]	2000	peso specifico efficace
θ_A [°]	3.2	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica
θ_B [°]	3.4	inclinazione del campo gravitazionale per effetto dell'accelerazione sismica
g_A [g]	1.030	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)
g_B [g]	0.973	come da definizione, ma validi per procedura alternativa semplificata (inclinazione campo gravitazionale)
g_{A^*} [g]	1.029	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito
g_{B^*} [g]	0.971	corretti per un'applicazione da procedura esaustiva, ed usati nel seguito
$\phi^1-\theta_A$ [°]	31.8	
$\phi^1-\theta_B$ [°]	31.6	

$K_{a,A}$ [-]	0.302	con sisma, secondo Mononobe e Okabe
$K_{a,B}$ [-]	0.303	con sisma, secondo Mononobe e Okabe
K_a [-]	0.271	senza sisma, secondo Mononobe e Okabe

$K_{a,A} / K_{a^*}g_{A^*}$	1.145	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica
$K_{a,B} / K_{a^*}g_{B^*}$	1.087	incremento percentuale della spinta risultante dovuto all'azione sismica

H [m]	2	altezza libera del muro
$E_{non\ sismico}$	1084	spinta risultante sull'altezza libera del muro in assenza di sisma (escluso il contributo dell'acqua)
$E_{d,A}$ [kgf/m]	1241	accelerazione verso il basso
$E_{d,B}$ [kgf/m]	1179	accelerazione verso l'alto
$\Delta E_{d,A}$ [kgf/m]	157	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica
$\Delta E_{d,B}$ [kgf/m]	95	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica

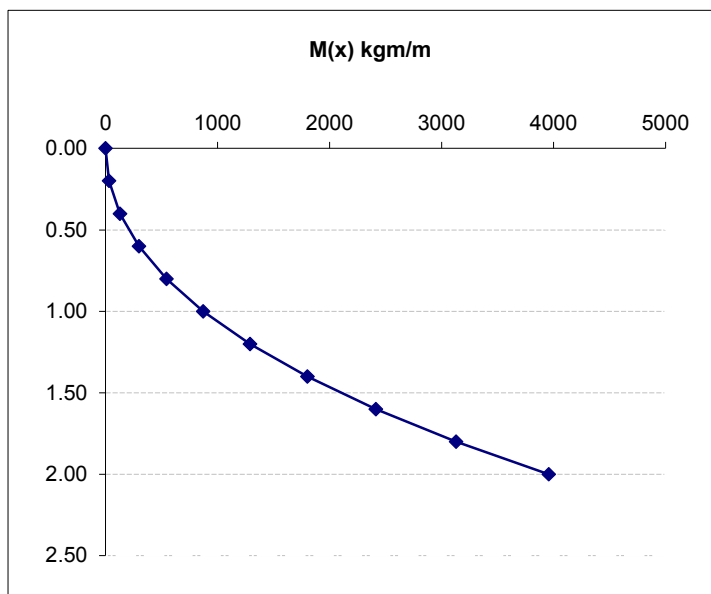
L'andamento del momento flettente al metro lineare in condizioni statiche e sismiche, lungo lo sviluppo del muro è il seguente.

STATICA

Schema 2 : perm + var

$p_1 =$	1509 kg/mq
$p_2 =$	2918 kg/mq
$p_0 =$	1409 kg/mq
$l =$	2 m

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.20	31	316
0.40	128	660
0.60	297	1032
0.80	543	1432
1.00	872	1861
1.20	1289	2318
1.40	1801	2803
1.60	2412	3316
1.80	3129	3857
2.00	3957	4427



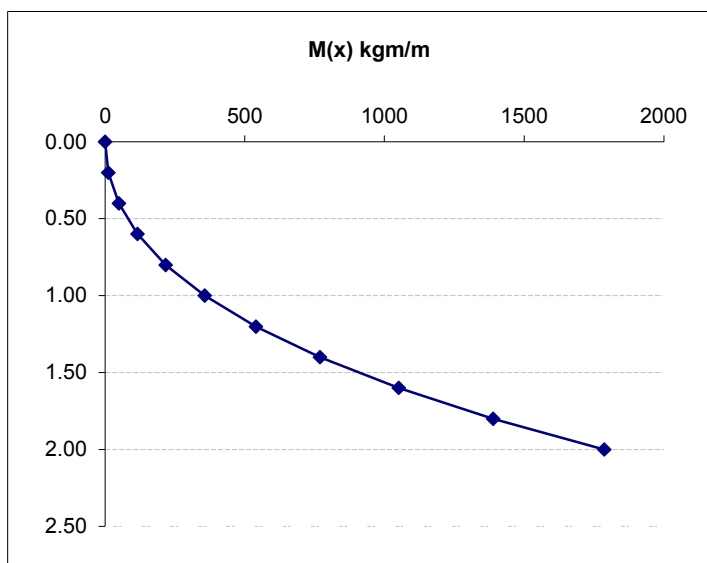
$$M_{\max} = 3957 \text{ kgm/m}$$

SISMICA

Schema 2 : perm + var

$p_1 =$	532 kg/mq
$p_2 =$	1616 kg/mq
$p_0 =$	1084 kg/mq
$l =$	2 m

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.20	11	117
0.40	48	256
0.60	115	417
0.80	217	599
1.00	356	803
1.20	539	1029
1.40	769	1276
1.60	1051	1545
1.80	1389	1836
2.00	1787	2148



$$M_{\max} = 1787 \text{ kgm/m}$$

Il momento massimo è raggiunto in condizioni statiche. Trascurando il contributo stabilizzante dei carichi verticali (peso proprio e permanenti) è stato calcolato il momento resistente della sezione di base considerando solo l'armatura tesa e una sezione di larghezza 1m: 1 Φ 16/20.

Verifica a flessione piano verticale-combinazione statica e sismica

Sezione 1-1

Calcestruzzo

R_{ck} =	350	kg/cm ²
f_{ck} =	291	kg/cm ²
f_{ctm} =	28.3	kg/cm ²
f_{ctk} =	19.8	kg/cm ²
γ_c =	1.5	
α_{cc} =	0.85	

Acciaio

f_{yk} =	4500	kg/cm ²
γ_s =	1.15	
f_{yd} =	3913	kg/cm ²
f_{cd} =	165	kg/cm ²
f'_{cd} =	82	kg/cm ²
f_{ctd} =	13.2	kg/cm ²

Dati sezione

b =	100	cm	
h =	40	cm	
c =	5.0	cm	copriferro
d =	35.00	cm	altezza utile

Armatura tesa disposta $C_{med} = 5.0$ cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
0	0	0.00	7.5

 $A_{sw} = 10.05$ cm²**Momento resistente** $q = 0.0683$ percentuale meccanica d'armatura $M_{Rd} = 13281$ kg*m $M_{Sd1} = 3957$ kg*m momento agente

FS = 3.36 VER SI

- **Combinazione eccezionale**

L'azione dell'urto di un veicolo si traduce in uno stato di sollecitazioni in testa al muro. Il momento d'urto e la relativa azione orizzontale agenti sulla singola barriera sono:

$$M_u = M_{pl, barr} = 35.70 \text{ kN su } 1.5\text{m di interasse}$$

$$V_u = M_{pl}/1 = 35.7 \text{ kN}$$

Tale azione coinvolge 3 montanti posizionati ad un interasse di 1.5m. Le sollecitazioni al metro lineare quindi risultano

$$M_u = 3 * 35.70/4.5 = 23.80 \text{ kNm/ml}$$

$$V_u = 3 * 35.70/4.5 = 23.80 \text{ kN/ml}$$

Alla base il contributo dell'effetto urto sul muro è

$$M_{du} = M_u + V_u * H$$

$$V_{du} = V_u$$

Si calcola il contributo della spinta terra, quello del sovraccarico permanente e il sovraccarico variabile.

CALCOLO SPINTA TERRA

Geometria muro

$$H_n = 2 \text{ m}$$

$$s = 0 \text{ m}$$

$$H_f = 0 \text{ m}$$

$$H_0 = 2 \text{ m}$$

Coeff. Spinta

$$\text{a riposo} = 0$$

$$\text{attiva} = 1$$

Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo

$$\gamma' = 2.00 \text{ t/m}^3 \quad \text{terreno saturo}$$

$$\phi' = 35^\circ \quad \text{angolo resistenza al taglio}$$

$$c' = 0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{coesione drenata}$$

$$\gamma_w = 0 \text{ t/m}^3 \quad \text{peso acqua}$$

Fattori parziali di sicurezza SL

Approccio 1- Da 1	A1+M1+R3	COMB. ECCEZ.
$\gamma_\phi = 1.0$	f.s. su $\tan(\phi')$	
$\gamma_C = 1.0$	f.s. su coesione drenata	
$\gamma_R = 1.0$		
		coeff. Sp. di calcolo
f.p.s.	favorevole	sfavorevole
$\gamma_{G1} = 1.0$	1.0	1.0
$\gamma_{G2} = 0.0$	0.0	1.0
$\gamma_Q = 0.0$	0.0	1.0
$\chi_2 =$		1.0
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo		
$\phi'_d = 35^\circ$		angolo resistenza al taglio di calcolo
$c'_d = 0 \text{ kg/cm}^2$		coesione drenata di calcolo

Carichi

$$q_1 = 1 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 4123 \text{ kg/m}^2$$

Fase 1 perm

$$p_t = 0 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 1084 \text{ kg/m}^2$$

Fase 2 perm+var

$$p_t = 1118 \text{ kg/m}^2$$

$$p_b = 2202 \text{ kg/m}^2$$

Schema 2 : perm + var

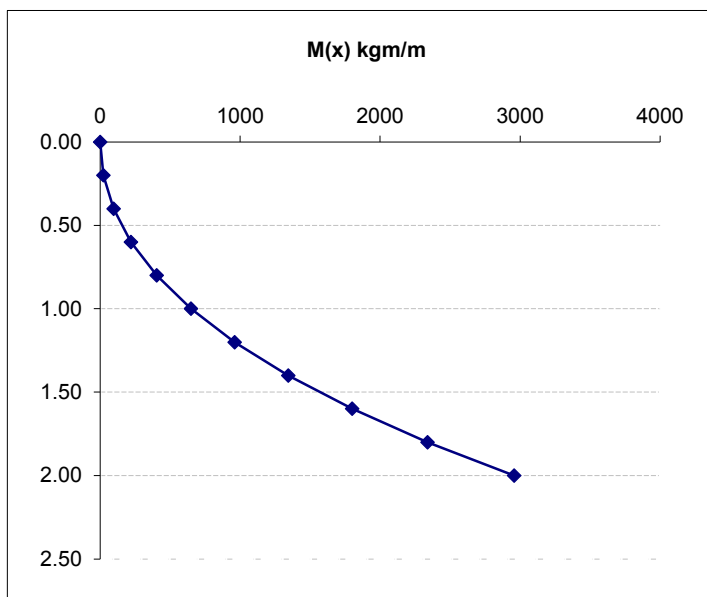
$$p_1 = 1118 \text{ kg/mq}$$

$$p_2 = 2202 \text{ kg/mq}$$

$$p_0 = 1084 \text{ kg/mq}$$

$$l = 2 \text{ m}$$

x	M [kgm/m]	V [kg/m]
0.00	0	0
0.20	23	234
0.40	95	490
0.60	221	768
0.80	404	1067
1.00	649	1389
1.20	961	1731
1.40	1343	2096
1.60	1800	2482
1.80	2337	2890
2.00	2958	3319



$$M_{\max} = 2958 \text{ kgm/ml}$$

$$L = 1 \text{ m}$$

$$M_1 = 2958 \text{ kg m}$$

$$V_1 = 3319 \text{ kg}$$

Le sollecitazioni compressive agenti alla base del muro, sommando i vari contribute risultano:
Sezione 1-1-base

$$z = 2.00 \text{ m}$$

$$M_{sd,tot} = 10158 \text{ kgm}$$

$$N_{sd,tot} = 2100 \text{ kg}$$

E' riportato il tabulato della verifica a flessione nella sezione di attacco 1-1.

Verifica a flessione DM08**Sezione 1-1****Calcestruzzo**

$R_{ck} =$	350	kg/cm ²
$f_{ck} =$	291	kg/cm ²
$f_{ctm} =$	28.3	kg/cm ²
$f_{ctk} =$	19.8	kg/cm ²
$\gamma_c =$	1	
$\alpha_{cc} =$	1	

Acciaio

$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$\gamma_s =$	1	

$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²
$f_{cd} =$	291	kg/cm ²
$f'_{cd} =$	145	kg/cm ²
$f_{ctd} =$	19.8	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w =$	100	cm	
$h =$	40	cm	
$c =$	5	cm	copriferro
$d =$	35	cm	altezza utile

Armatura tesa disposta

$C_{med} = 5.0 \text{ cm}$

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	16	10.05	5
0	0	0.00	5

$A_{sw} = 10.05 \text{ cm}^2$

Momento resistente

$q = 0.0445$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 1546700 \text{ kg*cm}$ momento resistente

$M_{Rd} = 15467 \text{ kgm}$

$M_{Sd1} = 10158 \text{ kg*m}$ momento agente

FS = 1.52 VER SI

9.4.5 Verifica SLE elevazione

Le la verifica a SLE si assume un momento di calcolo, a favore di sicurezza, pari a:

$M_E = M_{sd} / \gamma_G = 39.57 / 1.3 = 30.44 \text{ kNm}$

Il controllo delle condizioni di esercizio è svolto al successivo foglio di calcolo:

Verifica a fessurazione DM08**Calcestruzzo**

$$R_{ck} = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ck} = 290.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{ctk} = 20.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c,car} = 174.3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{c,qp} = 130.7 \text{ kg/cm}^2$$

f_{ctm}	28.3	kg/cm ²
f_{ctm}	34.0	kg/cm ²
f_{cteff}	28.3	kg/cm ²
E_{cm}	325881	kg/cm ²
Parametri "k" per calcolo		
k_t	0.6	
k_1	0.8	
k_2	0.5	
k_3	3.4	
k_4	0.425	

Sollecitazioni agenti

Condizione	M_{Sd}	σ_s
	kg*cm	kg/cm ²
SLU	395683	-
CAR	304371	945
FREQ.	0	0
Q.P.	0	0

Acciaio

$$E_s = 2100000 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 15$$

$$f_{yk} = 4500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{s,car} = 3600 \text{ kg/cm}^2$$

Condizione caratteristica		Condizione q.p.		Tensioni imposte per fessur.	
M_{Sd}	304371 kg*cm	M_{Sd}	0 kg*cm	$\sigma_{s,QP}$	945 kg/cm ²
N_{Sd}	0 kg	N_{Sd}	0 kg	$\sigma_{s,FRQ}$	945 kg/cm ²

Dati sezione

$$b_w = 100 \text{ cm} \quad \text{base trave}$$

$$h = 40 \text{ cm} \quad \text{altezza totale trave}$$

$$c = 5 \text{ cm} \quad \text{copriferro armatura tesa}$$

$$d = 35 \text{ cm} \quad \text{h. utile}$$

$$A_{eff} = 1037.46 \text{ cm}^2 \quad \text{area efficace in trazione}$$

$$x_n = 8.88 \text{ cm} \quad \text{asse neutro da l.s.}$$

Armatura sezione (y_i dal lembo teso)

Strato	n. ferri	ϕ_b [mm]	y_i [cm]	A_{si}	
1-t	5	16	5	10.05	tesa
2-t	0	0	5	0.00	tesa
3-C	0	0	0	0.00	comp.
4-C	0	16	35	0.00	comp.

SLE - Tensioni materiali comb. CAR (rara) / QP

$$\sigma_{c,CAR} = -21 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{max compressione cls}$$

$$\sigma_{c,QP} = 0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{max compressione cls}$$

$$\sigma_{s,CAR} = 945 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{trazione massima ferri}$$

$$\sigma_{s,CAR} = 0 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{max compr. ferri}$$

	VER	IM	FS
CAR	SI	0.12	8.14
QP	SI	0.00	-
CAR	SI	0.26	3.81
CAR	SI	0.00	-

SLE - Calcolo ampiezza fessure comb. Q.P.

$$y_{ao} = 5.00 \text{ cm} \quad \text{baricentro arm. tesa}$$

$$\phi_{eq} = 16.0 \text{ mm} \quad \text{diametro equivalente}$$

$$A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2 \quad \text{area ferro tesa}$$

$$\rho_{eff} = 0.0097 \quad \text{\% area tesa}$$

$$\sigma_{s,QP} = 945 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tensione acciaio teso (Q.P.)}$$

$$\sigma_{s,FRQ} = 945 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{tensione acciaio teso (FREQ.)}$$

$$M_{cr} = 907198 \text{ kg*cm} \quad \text{momento di prima fessurazione}$$

Sez, interam.reagente; calcolo non pertinente

$$s_{rmax} = 451 \text{ mm} \quad \text{distanza fessure}$$

$$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm} = -0.000438 \quad -0.00044 \quad \text{deformazione acciaio tra due fess.}$$

$$W_{d,QP} = -0.20 \text{ mm} \quad \text{ampiezza massima fessure}$$

$$W_{d,FRQ} = -0.20 \text{ mm}$$

9.4.6 Verifica di resistenza della fondazione

La fondazione del muro è verificata considerandola incastrata all'attacco del muro e soggetta alla seguente distribuzione dei carichi: il peso proprio (g_0), il peso della terra (g_t) e dei sovraccarichi (p e q) saranno diretti verso il basso. La ciabatta però sarà anche soggetta a una spinta p diretta dal basso verso l'alto determinata a partire dalle sollecitazioni di calcolo N_{sd} e M_{sd} .

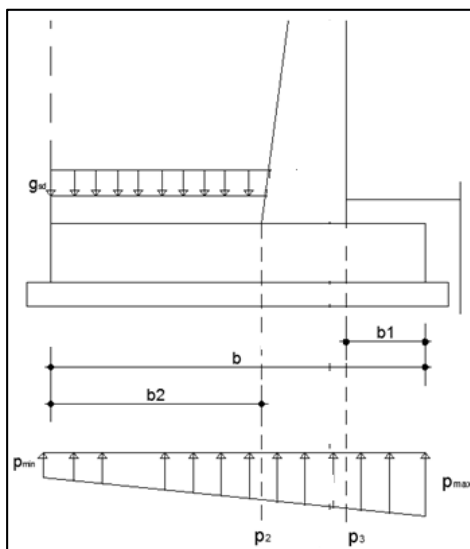


Figura 18 – Azioni sulla fondazione

$$M_{sd} = M_{st} - M_{rib} - \sum W_i \cdot Z_i$$

$$N_{sd} = \sum G$$

Il tratto di fondazione più corto è stato verificato con l'utilizzo delle metodologie illustrate nella circ. 617/2009 delle NTC 2008 Cap.4.1.2.1.5 "Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive dei nodi". La mensola sarà soggetta alla differenza di distribuzione di carico indicato in figura (il peso del pietrame g_p e del peso proprio g_0 diretti verso il basso e la pressione del terreno diretta verso l'alto).

Le verifiche delle mensole tozze viene effettuata facendo riferimento alla norma CNR 10025/98, di cui si riporta un estratto in quanto segue.

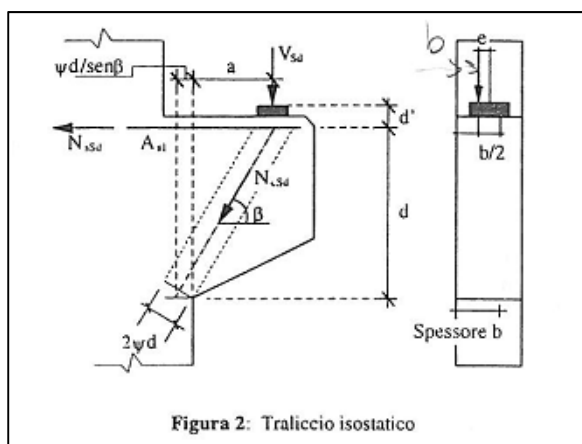


Figura 2: Traliccio isostatico

Figura 19 – Meccanismo mensola tozza

$$N_{cSd} = \frac{V_{Sd}}{\sin \beta}$$

$$N_{sSd} = \frac{V_{Sd}}{\tan \beta}$$

$$\tan \beta = \frac{1}{\lambda_v + \psi / \sin \beta} = \frac{\lambda_v - \sqrt{\lambda_v^2 - (\lambda_v^2 - \psi^2) \cdot (1 - \psi^2)}}{(\lambda_v^2 - \psi^2)}$$

$$N_{cRd} = 2 \cdot \psi \cdot \frac{v}{v} \cdot b \cdot d \cdot 0.85 \cdot f_{cd} = 2 \cdot k \cdot \psi \cdot b \cdot d \cdot f_{cd}$$

$$N_{sRd} = A_{sl} \cdot f_{yd}$$

$$\psi \leq 0.176$$

Si riportano in questo paragrafo le verifiche dei due tratti di fondazione dove si innescio il muro. Le sollecitazioni agenti in condizioni statiche sono indicate nel seguente tabulato.

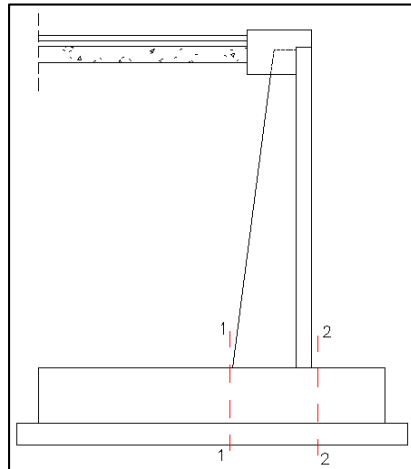


Figura 20 – Sezioni di verifica

AZIONI A1-M1-R3 -STATICA

Carichi su parte a monte diretti verso il basso

$g_0 =$	13.00 kN/m	peso proprio
$g_t =$	52.0 kN/m	peso terreno
$g_p =$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	55.66 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	120.7 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h = 0$ m

$g_0 =$	13.0 kN/m	peso proprio
$g_t =$	0.0 kN/m	terreno valle
$g_p =$	0.1 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr} =$	278.3 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot} =$	291.4 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b = 2.2$ m

$p_{max} =$	113 kN/ml
$p_{min} =$	73 kN/ml
$\Delta p =$	41 kN/ml
$p_2 =$	100 kN/ml
$p_3 =$	108 kN/ml

AZIONI A1-M1-R3 -SISMICA*Carichi su parte a monte diretti verso il basso*

$g_0=$	10.00 kN/m	peso proprio
$g_t=$	40.0 kN/m	peso terreno
$g_p=$	0.0 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr}=$	8.25 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot}=$	58.3 kN/m	

Carichi su parte a valle diretti verso il basso $h=$ 0 m

$g_0=$	10.0 kN/m	peso proprio
$g_t=$	0.0 kN/m	peso terreno
$g_p=$	0.1 kN/m	peso sovraccarico permanente
$q_{tr}=$	41.2 kN/m	peso sovraccarico stradale
$g_{sd,tot}=$	51.3 kN/m	

Pressioni rivolte verso l'alto $b=$ 2.2 m

$p_{max}=$	80 kN/ml
$p_{min}=$	21 kN/ml
$\Delta p=$	60 kN/ml
$p_2=$	61 kN/ml
$p_3=$	72 kN/ml

AZIONI	A1-M1-R3 -ECCEZIONALE				
<i>Carichi su parte a monte diretti verso il basso</i>					
$g_0=$	10.00 kN/m	peso proprio			
$g_t=$	40.0 kN/m	peso terreno			
$g_p=$	5.0 kN/m	peso sovraccarico permanente			
$q_{tr}=$	33.33 kN/m	peso sovraccarico stradale			
$g_{sd,tot}=$	88.3 kN/m				
<i>Carichi su parte a valle diretti verso il basso</i> $h=$ 0 m					
$g_0=$	10.0 kN/m	peso proprio			
$g_t=$	0.0 kN/m	terreno valle			
$g_p=$	25.0 kN/m	peso sovraccarico permanente			
$q_{tr}=$	166.7 kN/m	peso sovraccarico stradale			
$g_{sd,tot}=$	201.7 kN/m				
<i>Pressioni rivolte verso l'alto</i> $b=$ 2.2 m					
$p_{max}=$	177 kN/ml				
$p_{min}=$	0 kN/ml				
$p_2=$	111 kN/ml				
$p_3=$	149 kN/ml				

L'armatura presente in fondazione è:

5 Φ 14 superiori $A_s=7.7\text{cm}^2$

5 Φ 14 inferiori

Verifica a flessione SEZIONE 1-1

Combin. Statica

L= 1.5 m
 $g_{sd,tot}$ = 120.7 kN/m costante
 p_2 = 100 kN/m su incastro
 p_{min} = 73 kN/m
 M_{sd1} = 43.63 kNm
 436337 kg cm
 436337 kg cm/ml

l= 0.000 m

Calcolo momento su incastro mensola di monte

M_g = 135.76 kN*m
 M_p = -92.12 kN*m
 M_{sd1} = 43.63 kN*m

Calcestruzzo

R_{ck} = 350 kg/cm²
 f_{ck} = 291 kg/cm²
 f_{ctm} = 28.3 kg/cm²
 f_{ctk} = 19.8 kg/cm²
 γ_c = 1.5
 α_{cc} = 0.85

Acciaio

f_{yk} = 4500 kg/cm²
 γ_s = 1.15

f_{yd}	=	3913	kg/cm ²
f_{cd}	=	165	kg/cm ²
f'_{cd}	=	82	kg/cm ²
f_{ctd}	=	13.2	kg/cm ²

Dati sezione

b_w = 100 cm
 h = 40 cm
 c = 5 cm copriferro
 d = 35 cm altezza utile

Armatura tesa disposta

c_{med} = 5.0 cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5

A_{sw} = 7.69 cm²

Momento resistente

q = 0.0522 percentuale meccanica d'armatura

M_{Rd} = 1024923 kg*cm momento resistente

M_{Rd} = 102.49 kNm **Verificato** FS= 2.35

Verifica a flessione SEZIONE 1-1**Combin. Sismica**

$L = 1.5$ m
 $g_{sd,tot} = 58.3$ kN/m costante
 $p_2 = 61$ kN/m su incastro
 $p_{min} = 21$ kN/m
 $M_{sd1} = 27.14$ kNm
 271437 kg cm
 271437 kg cm/ml

$l = 0.000$ m

Calcolo momento su incastro mensola di monte

$M_g = 65.54$ kN*m
 $M_p = -38.39$ kN*m
 $M_{sd1} = 27.14$ kN*m

Calcestruzzo

$R_{ck} = 350$ kg/cm²
 $f_{ck} = 291$ kg/cm²
 $f_{ctm} = 28.3$ kg/cm²
 $f_{ctk} = 19.8$ kg/cm²
 $\gamma_c = 1.5$
 $\alpha_{cc} = 1$

Acciaio

$f_{yk} = 4500$ kg/cm²
 $\gamma_s = 1.15$

$f_{yd} = 3913$	kg/cm ²
$f_{cd} = 194$	kg/cm ²
$f'_{cd} = 97$	kg/cm ²
$f_{ctd} = 13.2$	kg/cm ²

Dati sezione

$b_w = 100$ cm
 $h = 40$ cm
 $c = 5$ cm copriferro
 $d = 35$ cm altezza utile

Armatura tesa disposta

$c_{med} = 5.0$ cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5

$A_{sw} = 7.69$ cm²

Momento resistente

$q = 0.0444$ percentuale meccanica d'armatura

$M_{Rd} = 1029162$ kg*cm momento resistente

$M_{Rd} = 102.92$ kNm **Verificato** FS= 3.79

Verifica a flessione SEZIONE 1-1**Combin. Eccezionale**

l= 1.2 m

L= 1.5 m
 $g_{sd,tot}$ = 91.2 kN/m costante
 p_2 = 113 kN/m su incastro
 p_{min} = 0 kN/m
 M_{sd1} = 60.18 kNm
 601842 kg cm
 601842 kg cm/ml

Calcolo momento su incastro mensola di monte

M_g = 102.65 kN*m
 M_p = -42.46 kN*m
 M_{sd1} = 60.18 kN*m

Calcestruzzo

R_{ck} = 350 kg/cm²
 f_{ck} = 291 kg/cm²
 f_{ctm} = 28.3 kg/cm²
 f_{ctk} = 19.8 kg/cm²
 γ_c = 1
 α_{cc} = 1

Acciaio

f_{yk} = 4500 kg/cm²
 γ_s = 1

f_{yd} =	4500	kg/cm ²
f_{cd} =	291	kg/cm ²
f'_{cd} =	145	kg/cm ²
f_{ctd} =	19.8	kg/cm ²

Dati sezione

b_w = 100 cm
 h = 40 cm
 c = 5 cm copriferro
 d = 35 cm altezza utile

Armatura tesa disposta c_{med} = 5.0 cm

n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	14	7.69	5
0	0	0.00	5

 A_{sw} = 7.69 cm²**Momento resistente** q = 0.0340 percentuale meccanica d'armatura M_{Rd} = 1189995 kg*cm momento resistente M_{Rd} = 119.00 kNm **Verificato** FS= 1.98

Verifica a flessione SEZIONE 2-2

VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98

Combin. Statica**SOLLECITAZIONI DI CARICO**

$b_1 = 0.3 \text{ m}$

$\bar{g}_{sd, tot} =$	291.4 kN/m	costante
$p_3 =$	108 kN/m	su incastro
$p_{max} =$	113 kN/m	
$F_{sd} =$	54 kN	diretta verso il basso
	54241.7 N/m	al metro di larghezza
$H_{sd} =$	0 N	

GEOMETRIA DELLA MENSOLA

$l =$	300 [mm]	aggetto della mensola
$a =$	150 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro
$h =$	300 [mm]	altezza della mensola
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola
$d' =$	50 [mm]	copriferro
$d =$	250 [mm]	altezza utile

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS

$R_{ck} =$	35 [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	29.05 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
$\gamma =$	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
$f_{cd} =$	16.46 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione

ACCIAIO

$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	
$f_{yd} =$	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio
$v =$	0.555 (deve essere ≥ 0.5)	
$v =$	0.55	
$k =$	0.73671	
$v_{sd} =$	0.013	
$\lambda.v =$	0.600	snellezza della mensola

$\text{tg}\beta = 1.6332$ (con β =angolazione del puntone compresso)

$\psi_{min} = 0.01049$ (≤ 0.176)

Verificato**Taglio Resistente**

$c =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito	getto unico
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi	altro
$A_v =$	116 [mm ²]		

Armature

$A_{s1} =$	0.85 [cm ²]
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]
$A_v =$	1.16 [cm ²]

Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA

$A_t = 0.85$ [cm²]

$A_s = 7.70$ [cm²]

VER

Verifica a flessione SEZIONE 2-2

VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98

Combin. Sismica**SOLLECITAZIONI DI CARICO**

$b_1 = 0.3 \text{ m}$

$\bar{g}_{sd,tot} =$	51.3 kN/m	costante
$p_3 =$	72 kN/m	su incastro
$p_{max} =$	80 kN/m	
$F_{sd} =$	-8 kN	diretta verso l'alto
	7524.49 N/m	al metro di larghezza
$H_{sd} =$	0 N	

GEOMETRIA DELLA MENSOLA

$l =$	300 [mm]	aggetto della mensola
$a =$	150 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro
$h =$	300 [mm]	altezza della mensola
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola
$d' =$	50 [mm]	copriferro
$d =$	250 [mm]	altezza utile

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

CLS

$R_{ck} =$	35 [N/mm ²]	
$f_{ck} =$	29.05 [N/mm ²]	resistenza carat. a compressione cilindrica
$\gamma =$	1.5 [-]	coeff. di sicurezza sul cls
$f_{cd} =$	16.46 [N/mm ²]	resistenza di calcolo a compressione

ACCIAIO

$f_{yk} =$	450 [N/mm ²]	
$f_{yd} =$	391 [N/mm ²]	snervamento di calcolo armature a taglio
$v =$	0.555 (deve essere ≥ 0.5)	
$v =$	0.55	
$k =$	0.73671	
$V_{sd} =$	0.002	
$\lambda.v =$	0.600	snellezza della mensola

$\tan\beta = 1.6620$ (con β =angolazione del puntone compresso)

$\psi_{min} = 0.00145$ (≤ 0.176)

Verificato**Taglio Resistente**

$c =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrito	getto unico
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sforzi	altro
$A_v =$	16 [mm ²]		

Armature

$A_{s1} =$	0.12 [cm ²]
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]
$A_v =$	0.16 [cm ²]

Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA

$A_t = 0.12$ [cm²]

$A_s = 7.7$ [cm²]

VER

9.5 Verifiche cordolo tratto D

Il tratto D, lungo 1m è costituito da cordolo rettangolare di dimensioni 65x70cm.

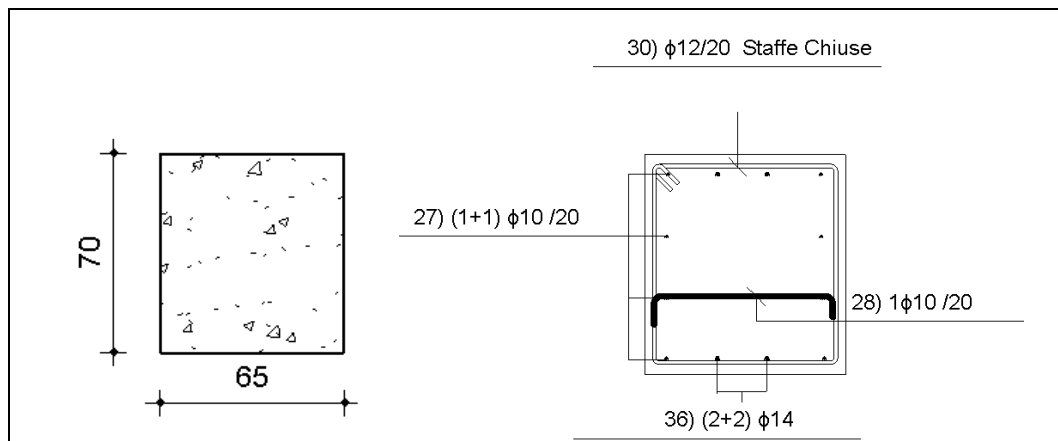


Figura 21– Sezione Cordolo testa muro

Si considera il caso in cui l'impatto avvenga nella parte terminale dello sviluppo del muro. Le verifiche condotte sono le seguenti:

- a torsione e taglio
- a flessione orizzontale

nella sezione di incastro dove si hanno le sollecitazioni più elevate.



La sezione sarà soggetta a

$$T_{sd} = M_{pl} = 35.70 \text{ kN m}$$

$$V_{y, sd} = V_{pl} = 35.70 \text{ kN}$$

$$M_{z, sd} = V_{pl} * 1 = 35.70 \text{ kNm}$$

Le armature longitudinali sono

$$(4+4)\Phi 10$$

$$(2+2)\Phi 14$$

Si assume che i $(4+4)\Phi 10$ assorbano la flessione orizzontale. I restanti contribuiscono all'assorbimento del momento torcente.

Verifica a flessione orizzontale DM08			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	350 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	291 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1
$f_{ctm} =$	28.3 kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	19.8 kg/cm ²	$f_{cd} =$	291 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1	$f'_{cd} =$	145 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	1	$f_{ctd} =$	19.8 kg/cm ²
Dati sezione			
$b_w =$	70 cm		
$h =$	65 cm		
$c =$	5 cm	copriferro	
$d =$	60 cm	altezza utile	
Armatura tesa disposta		$C_{med} =$	5.0 cm
n_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
4	10	3.14	5
0	0	0.00	5
		$A_{sw} =$	3.14 cm ²
Momento resistente			
$q =$	0.0116	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	842755 kg*cm	momento resistente	
$M_{Rd} =$	84.28 kNm		
$M_{sd,z} =$	35.7 kNm	$F_s =$	2.36 <i>Verificato</i>

Si usano le seguenti armature trasversali:

- St1 Φ 12/20
- Leg. 1 Φ 10/20

una parte assorbirà la torsione e la restante parte il taglio orizzontale.

Nelle verifiche sono riportate le armature minime per il rispetto delle verifiche.

Verifica a torsione DM08																					
Calcestruzzo		Acciaio																			
$R_{ck} =$	350 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²																		
$f_{ck} =$	290.5 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1																		
$f_{ctk} =$	20.2 kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500 kg/cm ²																		
$\gamma_c =$	1	$f_{cd} =$	291 kg/cm ²																		
$\alpha_{cc} =$	1	$f'_{cd} =$	145 kg/cm ²																		
		$f_{ctd} =$	20.2 kg/cm ²																		
Azioni agente																					
$M_{Sd,x} =$	357000 kg*cm =																				
	35.7 kN*m																				
Dati sezione																					
$b =$	65 cm	base																			
$h =$	70 cm	altezza																			
$d' =$	5 cm	copriferro																			
$A_c =$	4550 cmq	area sezione di figura																			
$u =$	270 cm	perimetro sez. di figura																			
$t_1 =$	16.9 cm	spessore parete sez. anulare																			
$t_2 =$	10.0 cm																				
$t =$	16.9 cm																				
$A =$	2559 cmq	area raccolta dalla linea media																			
$u_m =$	203 cm	perimetro dalla linea media																			
Armature disposte		$\nu =$	0.5																		
Staffe	$\theta =$	45 °	Longitudinali																		
<table border="1"> <thead> <tr> <th>nb</th> <th>ϕ</th> <th>A_{sw}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1</td> <td>12</td> <td>1.13</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>8</td> <td>0.00</td> </tr> </tbody> </table>	nb	ϕ	A_{sw}	1	12	1.13	0	8	0.00			<table border="1"> <thead> <tr> <th>nb</th> <th>ϕ</th> <th>A_{sw}</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>4</td> <td>14</td> <td>6.15</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>14</td> <td>0.00</td> </tr> </tbody> </table>	nb	ϕ	A_{sw}	4	14	6.15	0	14	0.00
nb	ϕ	A_{sw}																			
1	12	1.13																			
0	8	0.00																			
nb	ϕ	A_{sw}																			
4	14	6.15																			
0	14	0.00																			
$A_{sw} =$	1.13 cm ²	4	0 6.15 cm ²																		
$s =$	20 cm		$S_{med} =$ 51 cm																		
$A_{sw1} =$	5.65 cmq/m																				
Capacità portante a torsione		$T_{Rd} =$	69.91 kNm																		
		FS=	1.96 Verificato																		
a) Compressione bielle																					
$T_{Rcd} =$	111372 kg*m =	1113.72 kNm	$T_{sd}/T_{Rcd} =$ 0.032																		
b) Crisi armature																					
staffe																					
$T_{Rsd} =$	13012 kg*m =	130.12 kNm																			
correnti long.																					
$T_{Rld} =$	6991 kg*m =	69.91 kNm																			

Verifica a taglio DM08					
Calcestruzzo			Acciaio		
$R_{ck} =$	350	kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²
$f_{ck} =$	290.5	kg/cm ²	$\gamma_s =$	1	
$f_{ctk} =$	20.2	kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²
$\gamma_c =$	1		$f_{cd} =$	291	kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	1		$f'_{cd} =$	145	kg/cm ²
			$f_{ctd} =$	20.2	kg/cm ²
Azioni agente					
$V_{Sd,y} =$	3570	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
Dati sezione					
$b_w =$	70	cm			
$h =$	65	cm			
$c =$	5	cm	copriferro		
$d =$	60	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm ²	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
Armature disposte					
Staffe	$\theta =$	45 °	Diag.	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	ϕ	A_{sw}	nb	ϕ	A_{sw}
1	10	0.78	0	5	0.00
0	10	0.00	0	10	0.00
	$A_{sw} =$	0.78 cm ²		$A_{sp} =$	0.00 cm ²
	$s =$	20 cm		$s =$	20 cm
Capacità portante a taglio			$V_{Rd} =$	9477	kg
			FS=	2.65	Verificato
a) Taglio compressione					
$V_{Rcd} =$	274523	kg			
$V_{Rcd(+)} =$	274523	kg			
$V_{Rcd(-)} =$	274523	kg			
b) Crisi armatura di parete					
$V_{Rsd} =$	9477	kg			

10. Conclusioni

Il progetto è stato redatto in conformità dell'art.17 della Legge 2.2.74 n°64 e dei decreti ministeriali emanati ai sensi degli artt.1 e 3 della medesima legge, ed in particolare delle nuove “*Norme tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

Le analisi condotte confermano che tutte le verifiche prescritte dalla normativa vigente risultano soddisfatte. Le strutture soddisfano, pertanto, i requisiti di sicurezza prescritti dalle vigenti Leggi.

Allegato 1: Azione del carico tandem a tergo

L'azione del tandem a tergo si valuta con le formule del Terzaghi (cfr. Lancellotta-Calavera §4.5.7).

Tali formule sono implementate in uno specifico foglio elettronico, ed i risultati sono di seguito riportati:

Dati di calcolo										
B =	15	m	larghezza di indagine							
H =	2.74	m	altezza parete							
2a =	1.2	m	distanza assi tandem nel senso di marcia							
c =	2	m	distanza trsversale ruote asse							
X _s =	0.75	m	distanza tandem dalla parete		q =	0.00	kN/mq			
Q =	150	kN	singolo carico ruota		q _r =	80.86	kN/mq		60.0	
Ruota	Y ₀	X ₀	m	k*J	punti di nullo della ripartizione		estinzione in asse carico			
1	-0.6	0.75	0.274	0.7875	4.6	-5.8	5.2 m			
2	0.6	0.75	0.274	0.7875	5.8	-4.6	5.2 m			
3	-0.6	2.75	1.004	0.1723	18.5	-19.7	19.1 m			
4	0.6	2.75	1.004	0.1723	19.7	-18.5	19.1 m			
k*J =	0.7875	0.7875	0.1723	0.1723	Q/H = 54.7				kN/m	
Y (m)	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Area	r _{med}
-7.50	0.000	0.000	0.066	0.041	0.000	0.0000	0.0114	0.0070	0.018	0.014
-9.75	0.000	0.000	0.027	0.016	0.000	0.0000	0.0046	0.0028	0.007	
-9.25	0.000	0.000	0.033	0.020	0.000	0.0000	0.0056	0.0035	0.009	0.016
-8.00	0.000	0.000	0.054	0.033	0.000	0.0000	0.0093	0.0057	0.015	
-6.75	0.000	0.000	0.090	0.055	0.000	0.0000	0.0156	0.0095	0.025	0.047
-5.50	0.000	0.000	0.156	0.092	0.000	0.0000	0.0268	0.0159	0.043	
-4.25	0.004	0.000	0.276	0.159	0.003	0.0001	0.0476	0.0274	0.079	0.295
-2.75	0.044	0.007	0.555	0.318	0.035	0.0057	0.0957	0.0548	0.191	
-1.25	0.500	0.069	0.936	0.632	0.394	0.0547	0.1613	0.1090	0.719	
-0.60	1.000	0.195	1.000	0.809	0.788	0.1536	0.1723	0.1394	1.253	
0.00	0.543	0.543	0.945	0.945	0.428	0.4277	0.1629	0.1629	1.181	1.097
0.60	0.195	1.000	0.809	1.000	0.154	0.7875	0.1394	0.1723	1.253	
1.25	0.069	0.500	0.632	0.936	0.055	0.3937	0.1090	0.1613	0.719	0.295
2.75	0.007	0.044	0.318	0.555	0.006	0.0349	0.0548	0.0957	0.191	
4.25	0.000	0.004	0.159	0.276	0.000	0.0034	0.0274	0.0476	0.079	0.047
5.50	0.000	0.000	0.092	0.156	0.000	0.0001	0.0159	0.0268	0.043	
6.75	0.000	0.000	0.055	0.090	0.000	0.0000	0.0095	0.0156	0.025	0.016
8.00	0.000	0.000	0.033	0.054	0.000	0.0000	0.0057	0.0093	0.015	
9.25	0.000	0.000	0.020	0.033	0.000	0.0000	0.0035	0.0056	0.009	0.014
9.75	0.000	0.000	0.016	0.027	0.000	0.0000	0.0028	0.0046	0.007	
7.50	0.000	0.000	0.041	0.066	0.000	0.0000	0.0070	0.0114	0.018	

Diagramma scalettato pressioni					Dati terreno
Y (m)	r _{med}	P _h	q _{eq}	p _h	
m	-	kN/m	kN/mq	kN/mq	
-7.50	0.014	0.8	1.05	0.28	$\phi = 35^\circ$ $K_a = 0.271$ 1 $K_0 = 0.426$ 0 $K = 0.271$
-9.75	0.014	0.8	1.05	0.28	
-9.25	0.014	0.8	1.05	0.28	
-9.25	0.016	0.9	1.18	0.32	
-8.00	0.016	0.9	1.18	0.32	
-6.75	0.016	0.9	1.18	0.32	
-6.75	0.047	2.6	3.49	0.95	
-5.50	0.047	2.6	3.49	0.95	
-4.25	0.047	2.6	3.49	0.95	
-4.25	0.295	16.1	21.74	5.89	
-2.75	0.295	16.1	21.74	5.89	
-1.25	0.295	16.1	21.74	5.89	
-1.25	1.097	60.0	80.86	21.91	
-0.60	1.097	60.0	80.86	21.91	
0.00	1.097	60.0	80.86	21.91	
0.60	1.097	60.0	80.86	21.91	
1.25	1.097	60.0	80.86	21.91	
1.25	0.295	16.1	21.74	5.89	
2.75	0.295	16.1	21.74	5.89	
4.25	0.295	16.1	21.74	5.89	
4.25	0.047	2.6	3.49	0.95	
5.50	0.047	2.6	3.49	0.95	
6.75	0.047	2.6	3.49	0.95	
6.75	0.016	0.9	1.18	0.32	
8.00	0.016	0.9	1.18	0.32	
9.25	0.016	0.9	1.18	0.32	
9.25	0.014	0.8	1.05	0.28	
9.75	0.014	0.8	1.05	0.28	
7.50	0.014	0.8	1.05	0.28	

Il carico tandem può essere simulato come un carico ripartito, per fasce, a tergo del muro la cui entità è riportata nel precedente tabulato.

Vista la larghezza della zona di estinzione degli effetti del tandem (~5m in asse) il carico complessivo si considera distribuito sul manufatto costituito dai muri dello sviluppo SV1, quindi su una lunghezza di 10.32m, per effetto della continuità dello stesso.

In tal senso il carico per ml di muro sarà:

$$q = (80.86 \cdot 2.5 + 2 \cdot 21.74 \cdot 3) / 10.32 + 9 = 41.23 \text{ kN/mq}$$

Tale valore è assunto nei calcoli precedenti, anche per il tratto dello sviluppo SV2, con lunghezza del tratto interessato in realtà maggiore, per cui il valore utilizzato è cautelativo.

