

**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
MURI DI SOSTEGNO SVILUPPO 3
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.LESCÉ (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	R	G
Lot Cos. Lot.Con.	Cantiere operativo/ Chantier de construction		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre		Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	G	C	R	E	0	7	0	7	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

SCALA / ÉCHELLE
-

IL PROGETTISTA/LE DESIGNER



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

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. PREMESSA	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	5
3.1 CONGLOMERATO DI CLASSE DI RESISTENZA C28/35.....	5
1.1 Acciaio da c.a. tipo B450C saldabile.....	5
4. DESCRIZIONE DELLE OPERE E SCELTE PROGETTUALI.....	6
5. CARATTERIZZAZIONE MECCANICA DEI TERRENI	11
6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI	12
7. SCHEMATIZZAZIONE DELLE STRUTTURE	12
7.1 Geometria di calcolo.....	13
7.2 Analisi dei carichi.....	13
7.2.1 Carichi permanenti strutturali.....	13
7.2.2 Carichi permanenti.....	14
7.2.3 Altri carichi permanenti.....	14
7.2.4 Carichi variabili da traffico stradale.....	14
7.2.5 Urto di un veicolo in svio (azione eccezionale).....	18
7.2.6 Azione sismica.....	18
7.3 Combinazioni di carichi SLU.....	19
7.4 Combinazioni di carichi SLE.....	20
8. CRITERI DI CALCOLO GEOTECNICO E STRUTTURALE.....	20
9. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI E AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	25
9.1 Muro in opera	25
9.1.1 Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU.....	25
9.1.2 Verifica scorrimento piano di posa GEO.....	28
9.1.3 Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO.....	29
9.1.4 Verifica a stato limite ultimo del muro.....	32
9.1.4.1 Verifiche flessionale nel piano verticale.....	32
9.1.4.2 Verifiche torsione, a taglio e flessione orizzontale.....	39
9.1.5 Verifiche in esercizio del muro.....	43
9.1.5.1 Verifica fessurazione	43
9.1.5.2 Verifica tensionale combinazione rara.....	46
9.1.6 Verifica di resistenza della fondazione.....	49
9.1.7 Verifica a SLE della fondazione.....	54
9.2 Verifica a torsione e flessione del manufatto.....	55
10. CONCLUSIONI	57

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Pianta scavi e sviluppata muro 1.....	6
Figura 2 – Pianta scavi e sviluppata muro 2.....	7
Figura 3 – Pianta scavi e sviluppata muro 3.....	8

Figura 4 – Pianta scavi e sviluppata muro 4.....	9
Figura 5 – Tipologie di muri prefabbricati e in opera utilizzati	10
Figura 6 – Dettagli muro prefabbricato.....	11
Figura 7 – Sezione muro.....	13
Figura 8 – Diagrammi delle spinte sui muri e risultati di calcolo	16
Figura 8 – Sezioni di verifica del muro	32
Figura 9 – Azioni sulla fondazione.....	49
Figura 10 – Meccanismo mensola tozza.....	49
Figura 11 – Sezioni di verifica	50

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 prefabbricati delimitanti alcuni tratti degli svincoli 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

3.1 Conglomerato di classe di resistenza C28/35

(per i muri prefabbricati e in opera)

Modulo elastico	$E_c = 32588$	MPa
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0.20$	
Coefficiente di dilatazione termica	$\alpha = 10 \times 10^{-6}$	°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

1.1 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	$A_{gt,k} \geq 7.5\%$	
Resistenza di calcolo	$f_{yd} = 391$	MPa

4. Descrizione delle opere e scelte progettuali

Come accennato in premessa, il presente elaborato relaziona circa il *terzo tratto* di muri prefabbricati a sostegno di altrettanti tratti di svincolo in rilevato. I quattro tratti di muro hanno altezze variabili lungo le sviluppate e sono pertanto realizzati con diverse sezioni tipo, distinte con le lettere A, B, C, D, E. In particolare, il “Muro 3” delimita a Ovest lo svincolo da Bardonecchia all’Autoporto nel tratto in cui questo corre parallelo allo svincolo Torino-Autoporto.

I muri sono costituiti da una suola in c.a. gettato in opera e da un paramento in c.a. prefabbricato con costole lato terra, in moduli di larghezza 2.50m e 1.25m. In sommità, i pannelli prefabbricati vengono solidarizzati con un cordolo in c.a. gettato in opera di dimensioni 0.70x0.40m su cui vengono ancorate le barriere di sicurezza. I paramenti dei muri 1 e 2 sono inoltre dotati di rivestimento.

La tipologia di opera è ricorrente nel contesto delle infrastrutture stradali, e consente di snellire molte operazioni di cantiere, potendo le lavorazioni della fondazione e delle elevazioni dei muri procedere in parallelo, grazie alla tecnica della prefabbricazione.

Inoltre, la possibilità di prefabbricare consente di ottenere generalmente precisioni dei manufatti ottimali, soprattutto in presenza di elementi di altezza variabile ed in curva come nel caso di quelli in esame. L’altezza minima del manufatto è compatibile con quelle di produzione.

La scelta dei pannelli di elevazione inseriti in seconda fase, consente anche di gestire eventuali necessità o correzioni nel caso di modifiche indotte dalle fasi in cantiere.

Per i tratti in cui la prefabbricazione per disponibilità di cassero non è possibile il muro sarà gettato in opera.

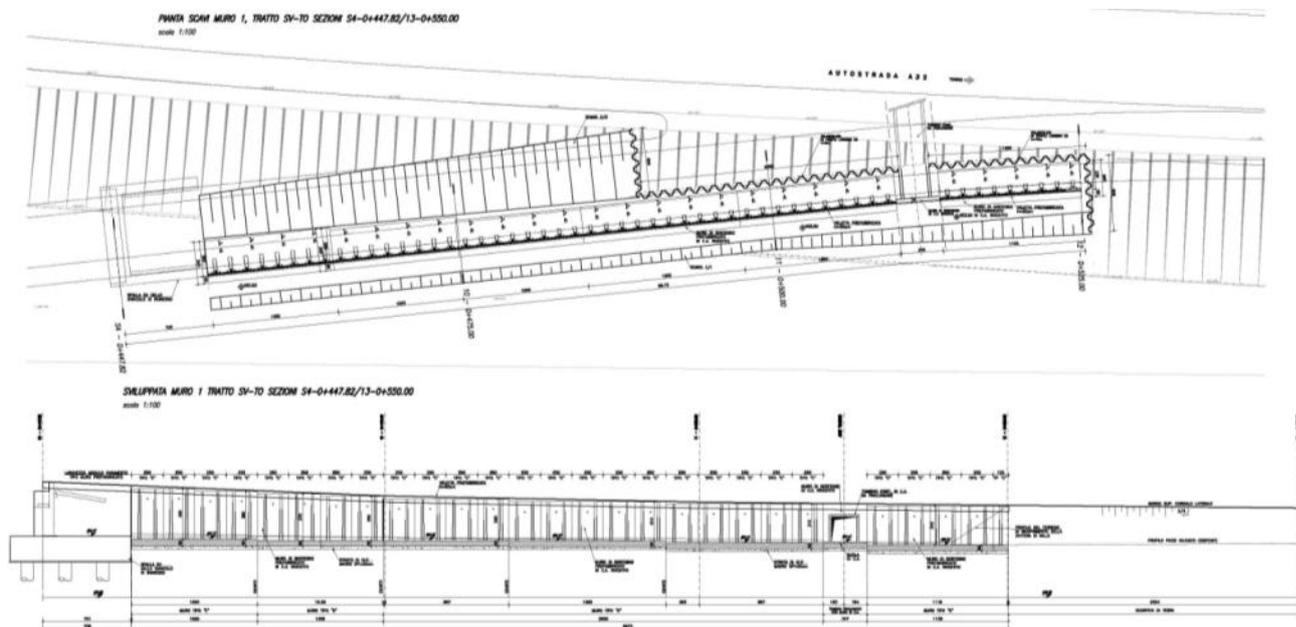


Figura 1 – Pianta scavi e sviluppata muro 1

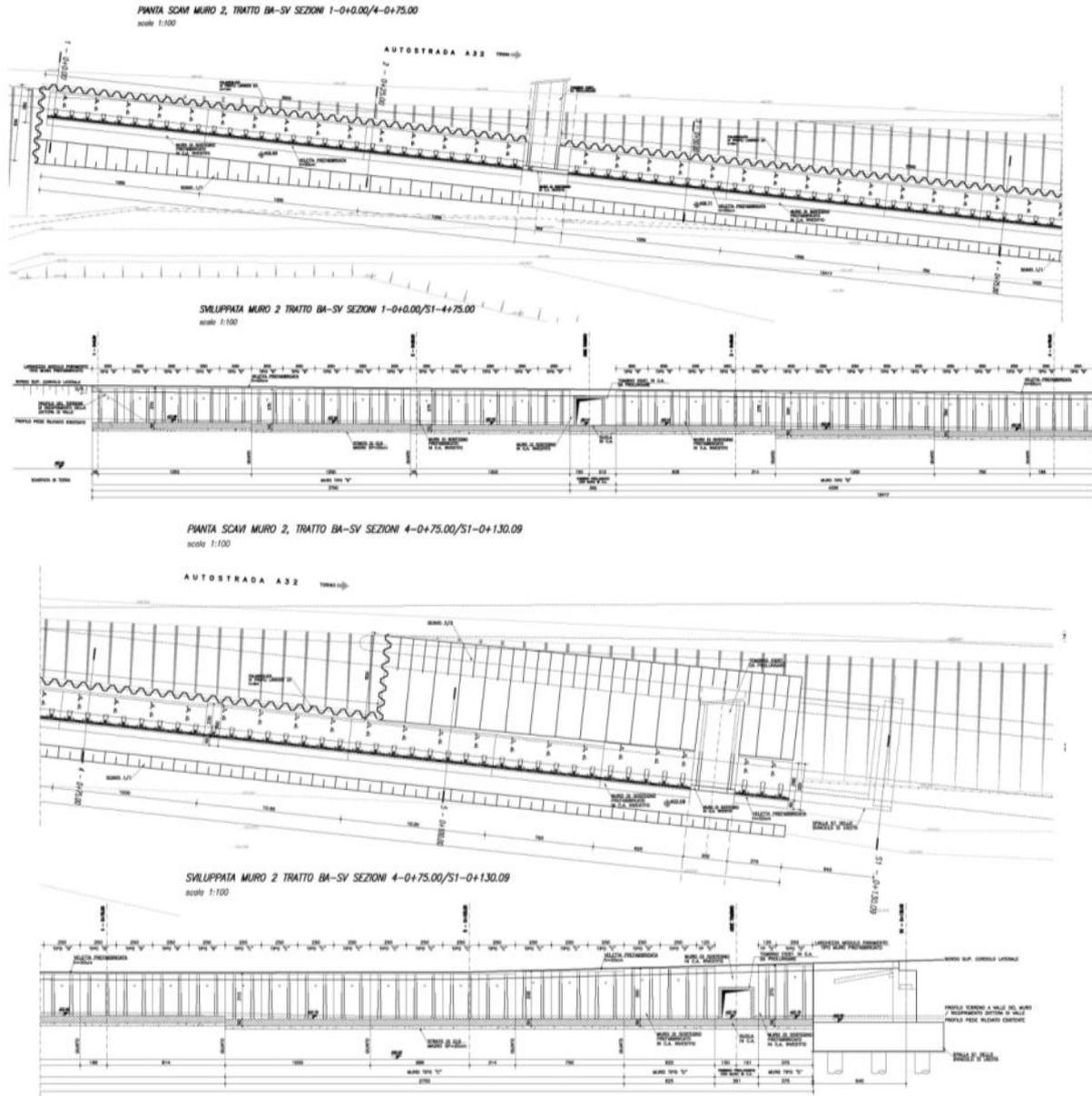
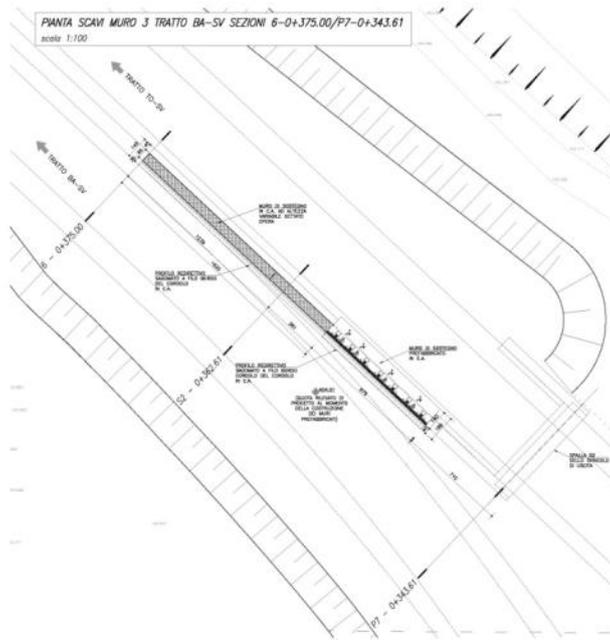


Figura 2 – Pianta scavi e sviluppata muro 2



SVILUPPATA MURO 3, TRATTO BA-SV SEZIONI 6-0+375.00/P7-0+343.61
scala 1:100

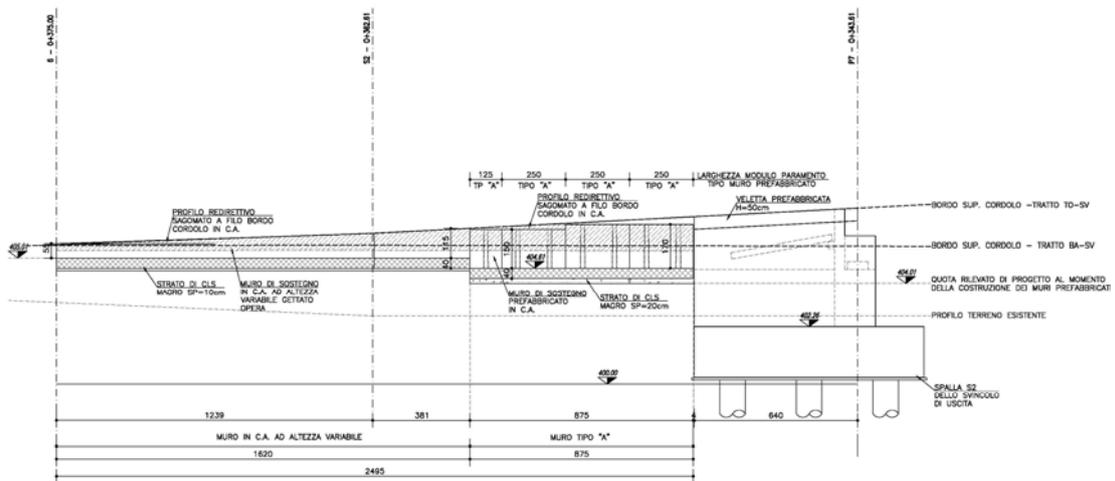


Figura 3 – Pianta scavi e sviluppata muro 3

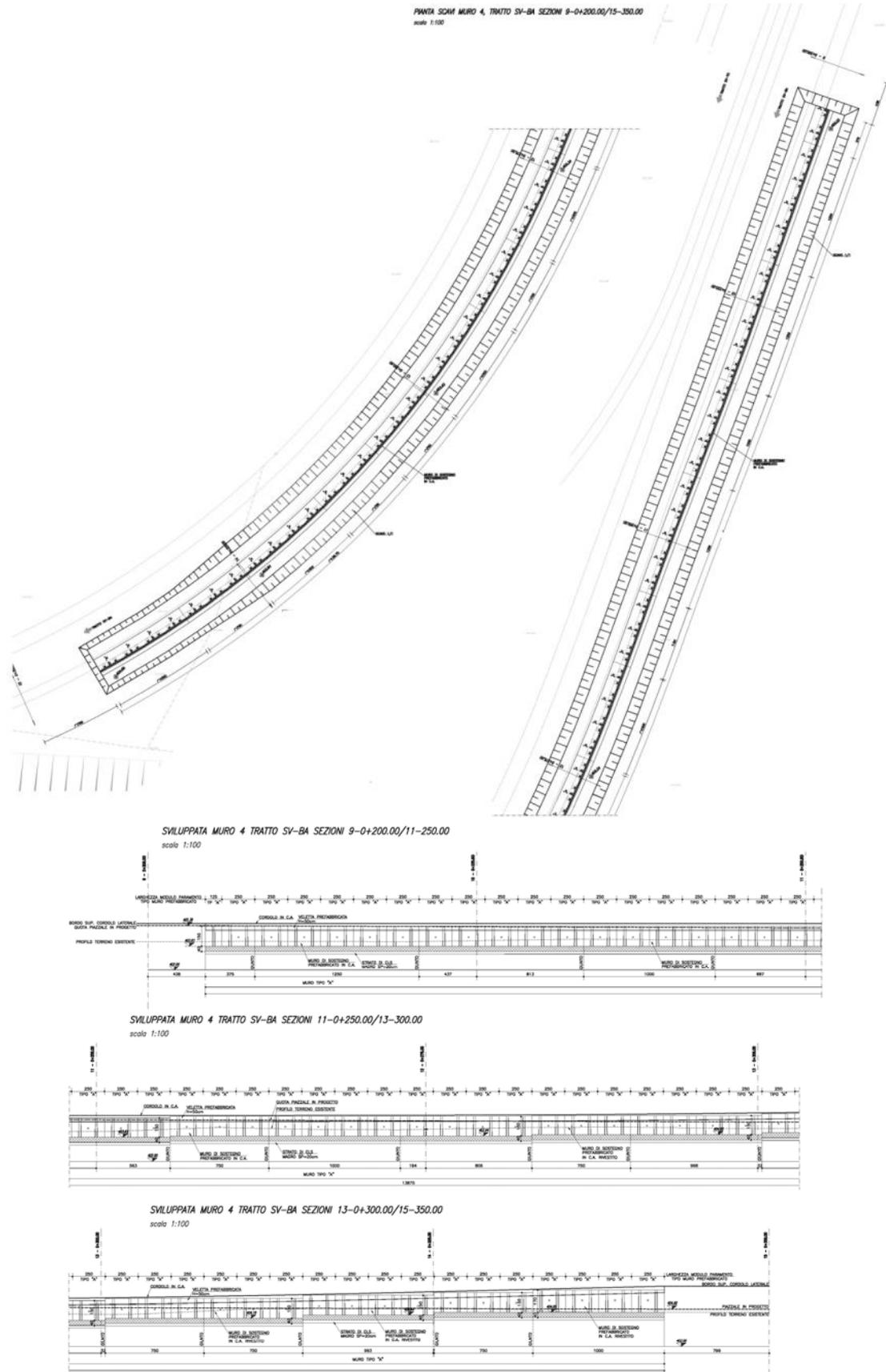
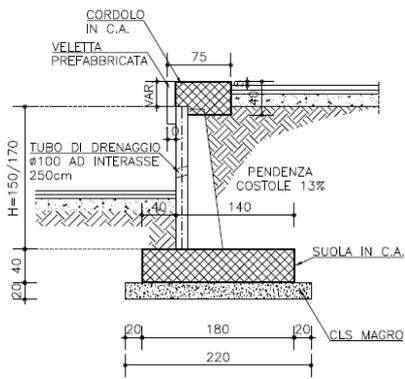
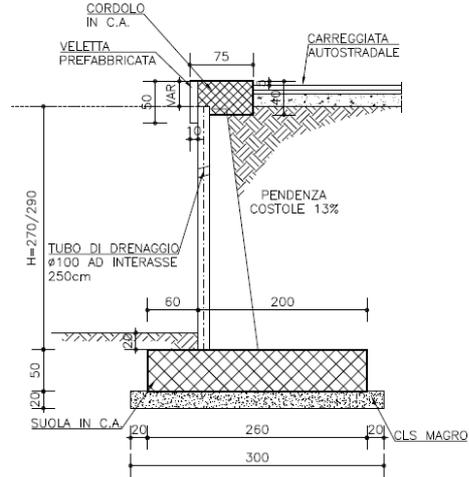


Figura 4 – Pianta scavi e sviluppata muro 4

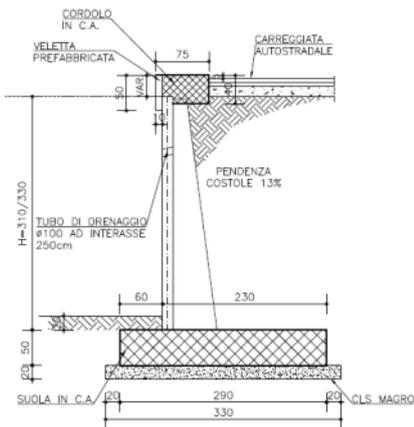
MURO PREFABBRICATO TIPO "A"
scala 1:50



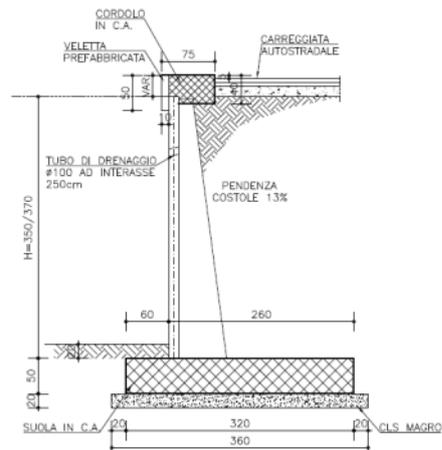
MURO PREFABBRICATO TIPO "B"
scala 1:50



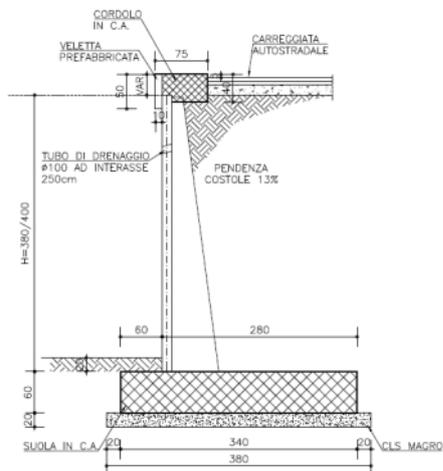
MURO PREFABBRICATO TIPO "C"
scala 1:50



MURO PREFABBRICATO TIPO "D"
scala 1:50



MURO PREFABBRICATO TIPO "E"
scala 1:50



MURO IN C.A. AD
ALTEZZA VARIABILE
scala 1:50

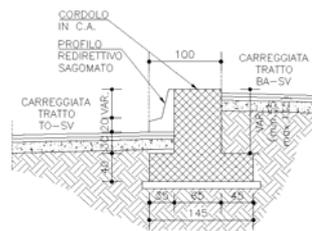


Figura 5 – Tipologie di muri prefabbricati e in opera utilizzati

DETTAGLI MURO PREFABBRICATO
scala 1:20

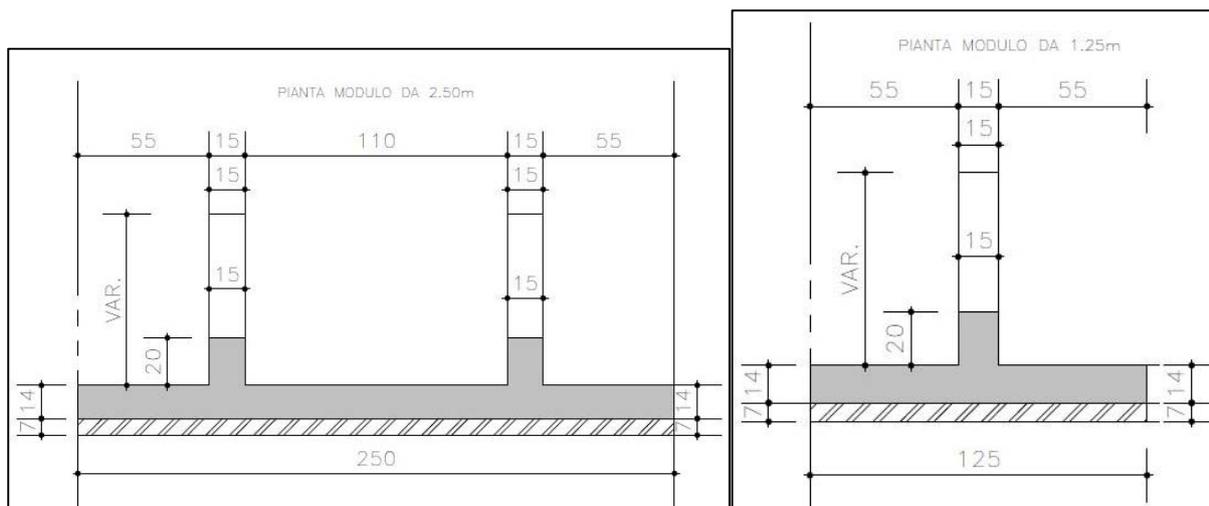


Figura 6 – Dettagli muro prefabbricato

Il paramento di valle del muro sarà provvisto di una finitura realizzata con un pannello di rivestimento in lastre di pietra dello spessore di 7cm pietra; il cordolo di testa muro sarà completato con la posa di una veletta prefabbricata in c.a., provvista di zanche di collegamento al cordolo entro il quale sono ancorate in fase di getto

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 del Muro 3 insistono su un nuovo rilevato, pertanto anche per il terreno al di sotto di esse può essere utilizzata la stessa caratterizzazione.

Le fondazioni dei Muri 1, 2 e 4, invece, sono impostate poco al di sotto del piano di campagna esistente, pertanto si ipotizza che esse insistano sullo strato di riporto vegetale descritto nella Relazione geologico-geotecnica (doc. PD2C3AMUS1200AAPNOT) come litotipo UG1 e caratterizzabile in maniera sufficientemente cautelativa con 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	$c' = 0 \text{ kPa}$
modulo elastico	$E = 22500 \text{ kPa}$

Dai dati piezometrici disponibili, inoltre, il piano di soggiacenza medio della falda risulta ubicato a – 2.6m dal piano campagna.

Per una completa descrizione dell'area si rimanda alla richiamata Relazione geologico-geotecnica.

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 $c_{u,30} > 250$ 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.

7.1 Geometria di calcolo

Le tipologie dello sviluppo 3 sono le seguenti:

Muro tipo A: suola in c.a. 1.80x0.40m, altezza del paramento 1.70m.

Muro in opera suola in c.a. 1.45 x0.40m, altezza massima 1.70m.

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.

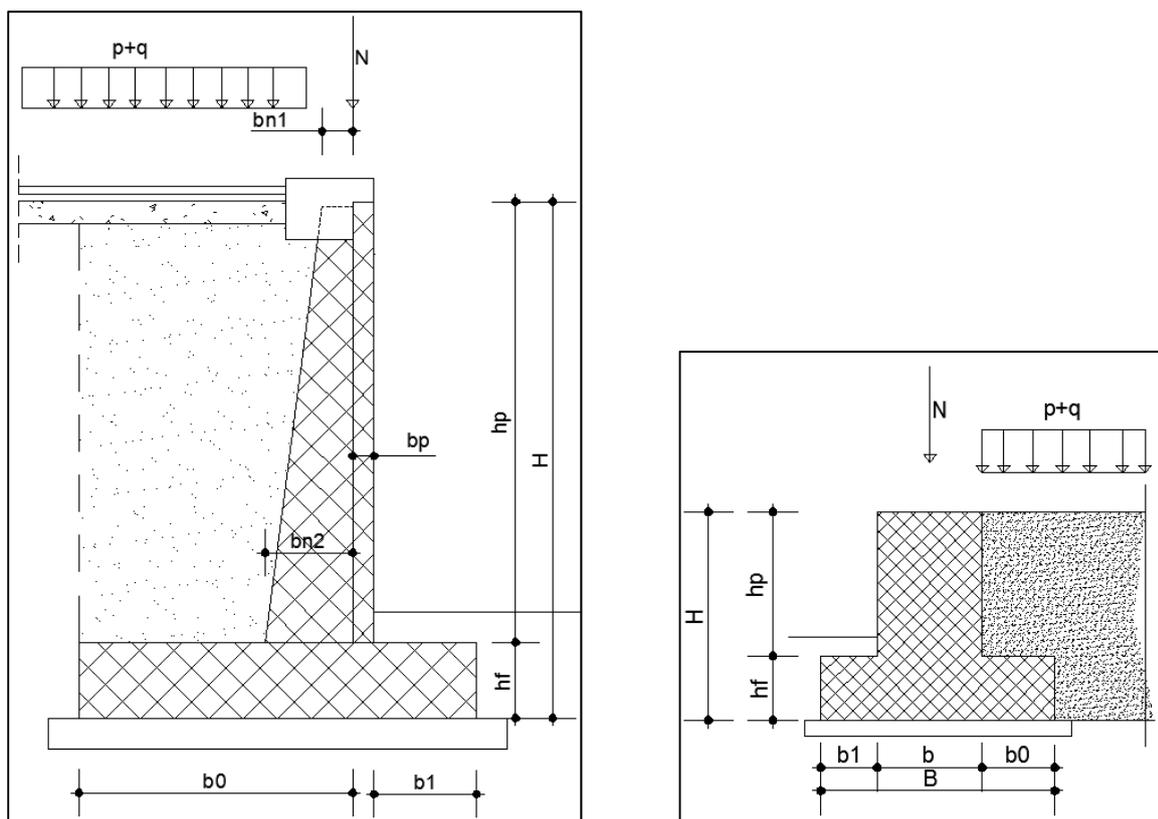


Figura 7 – Sezione muro

Il paramento prefabbricato è dotato di costole di lunghezza 250 cm; le nervature, poste ad interasse di 1.15m, presentano una lunghezza variabile con l'altezza con un minimo in testa di 15 cm. Le varie verifiche sono state condotte considerando le sollecitazioni agenti sul muro.

Il muro in opera presenta uno spessore di 65 cm.

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 del peso del cordolo in c.a. in sommità, si è considerata una forza verticale in testa pari a $0.70 \times 0.40 \times 25 = 7 \text{ kN/m}$ (solo nel muro A).
- Per tenere conto della barriera di sicurezza ancorata sul cordolo, si è considerata una forza verticale in testa pari a 1 kN/m .
- Per i muri dotati di veletta prefabbricata, si è considerata una forza verticale in testa a ogni muro pari a $0.05 \times 0.50 \times 25 = 0.62 \text{ kN/m}$. (solo nel muro A).
- Per il rivestimento del paramento in pietra, laddove presente, si è ipotizzato un peso a metro quadrato pari a 2.6 kN/m^2 (solo nel muro A).
- Per tenere conto, infine, dello spessore di riporto che eccede l'altezza del paramento prefabbricato, si è sempre considerato un carico uniformemente distribuito a monte di 5 kN/m^2

7.2.4 Carichi variabili da traffico stradale

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 considerando direttamente il carico tandem dello schema 1 delle NTC 2008.

Il calcolo degli effetti del tandem nel caso del muro in opera, è eseguito considerando la zona di estinzione degli effetti con riferimento alle formule del *Terzaghi* (1954) (cfr. Lancellotta-Calavera §4.5.7)

La zona di estinzione, rispetto all'asse del tandem, si sviluppa per 4.10m per lato, quindi sulla lunghezza totale del tratto interessa una fascia teorica pari alla metà del tratto stesso.

Si è detto fascia teorica, dato che nella sostanza gli effetti si concentrano in una ristretta zona centrale in asse al tandem. Data la continuità del tratto e vista la dimensione compatta in altezza, esso tenderà ad assorbire unitariamente le azioni del carico concentrato, per flessione orizzontale e torsione.

Inoltre la coppia di ruote più lontana si trova oltre l'estensione del cuneo di spinta e pertanto non è contemplata nel calcolo (essa si trova a 2.50 dalla parete a fronte di una altezza massima del muro di 1.55m, pertanto non incide sul regime di spinte)

Il calcolo delle azioni del tandem sono riportate ai successivi tabulati.

Dati di calcolo										
B =	20	m	larghezza di indagine							
H =	1.55	m	altezza parete						0	
2a =	1.2	m	distanza assi tandem nel senso di marcia							
c =	2	m	distanza trasversale ruote asse							
X _s =	0.5	m	distanza tandem dalla parete							
Q =	150	kN	singolo carico ruota							
Ruota	Y ₀	X ₀	m	k*J	punti di nullo della ripartizione		estinzione in asse carico			
1	-0.6	0.5	0.323	0.7875	2.9	-4.1 m	3.5 m			
2	0.6	0.5	0.323	0.7875	4.1	-2.9 m	3.5 m			
3	-0.6	2.5	1.613	0.0488	16.8	-18.0 m	17.4 m			
4	0.6	2.5	1.613	0.0488	18.0	-16.8 m	17.4 m			
k*J =		0.7875	0.7875	0.0000	Q/H =		96.8	kN/m		
Y (m)	Q1	Q2	Q3	Q4	Q1	Q2	Q3	Q4	Area	r _{med}
-10.00	0.000	0.000	0.017	0.010	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.000
-9.50	0.000	0.000	0.021	0.012	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	
-9.00	0.000	0.000	0.026	0.015	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.000
-7.75	0.000	0.000	0.045	0.026	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	
-6.50	0.000	0.000	0.078	0.046	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.000
-5.25	0.000	0.000	0.141	0.080	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	
-4.00	0.000	0.000	0.265	0.145	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.119
-2.50	0.016	0.000	0.570	0.309	0.012	0.0003	0.0000	0.0000	0.013	
-1.00	0.543	0.031	0.970	0.656	0.428	0.0242	0.0000	0.0000	0.452	
-0.60	1.000	0.075	1.000	0.777	0.788	0.0590	0.0000	0.0000	0.846	
0.00	0.325	0.325	0.934	0.934	0.256	0.2563	0.0000	0.0000	0.513	0.667
0.60	0.075	1.000	0.777	1.000	0.059	0.7875	0.0000	0.0000	0.846	
1.00	0.031	0.543	0.656	0.970	0.024	0.4277	0.0000	0.0000	0.452	0.119
2.50	0.000	0.016	0.309	0.570	0.000	0.0124	0.0000	0.0000	0.013	
4.00	0.000	0.000	0.145	0.265	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.000
5.25	0.000	0.000	0.080	0.141	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	
6.50	0.000	0.000	0.046	0.078	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.000
7.75	0.000	0.000	0.026	0.045	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	
9.00	0.000	0.000	0.015	0.026	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	0.000
9.50	0.000	0.000	0.012	0.021	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	
10.00	0.000	0.000	0.010	0.017	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000	

Diagramma scalettato pressioni					Dati terreno
Y (m)	r _{med}	P _h	q _{eq}	p _h	
m	-	kN/m	kN/mq	kN/mq	
-10.00	0.000	0.0	0.00	0.00	$\phi = 29.3^\circ$ $K_a = 0.343$ 1 $K_0 = 0.511$ 0 $K = 0.343$
-9.50	0.000	0.0	0.00	0.00	
-9.00	0.000	0.0	0.00	0.00	
-9.00	0.000	0.0	0.00	0.00	
-7.75	0.000	0.0	0.00	0.00	
-6.50	0.000	0.0	0.00	0.00	
-6.50	0.000	0.0	0.00	0.00	
-5.25	0.000	0.0	0.00	0.00	
-4.00	0.000	0.0	0.00	0.00	
-4.00	0.119	11.5	21.73	7.45	
-2.50	0.119	11.5	21.73	7.45	
-1.00	0.119	11.5	21.73	7.45	
-1.00	0.667	64.6	121.54	41.67	
-0.60	0.667	64.6	121.54	41.67	
0.00	0.667	64.6	121.54	41.67	
0.60	0.667	64.6	121.54	41.67	
1.00	0.667	64.6	121.54	41.67	
1.00	0.119	11.5	21.73	7.45	
2.50	0.119	11.5	21.73	7.45	
4.00	0.119	11.5	21.73	7.45	
4.00	0.000	0.0	0.00	0.00	
5.25	0.000	0.0	0.00	0.00	
6.50	0.000	0.0	0.00	0.00	
6.50	0.000	0.0	0.00	0.00	
7.75	0.000	0.0	0.00	0.00	
9.00	0.000	0.0	0.00	0.00	
9.00	0.000	0.0	0.00	0.00	
9.50	0.000	0.0	0.00	0.00	
10.00	0.000	0.0	0.00	0.00	
m	-	kN/m	kN/mq	kN/mq	

La Figura 8 seguente riporta l'andamento delle spinte contro il paramento del cordolo.

Il carico uniforme equivalente a tergo muro

$q_{0,eq} = 137.31$ kN/m nel tratto centrale di 2m

$q_{1,eq} = 37.97$ kN/m nei tratti laterali di 3m

che saturano la zona di estinzione del carico trasmesso dal tandem.

Vista la monoliticità del tratto, e assunto (come verificato negli specifici paragrafi) che il manufatto sia in grado di assorbire le torsioni generate dalle spinte, il carico totale su può considerare ripartito sull'intero manufatto

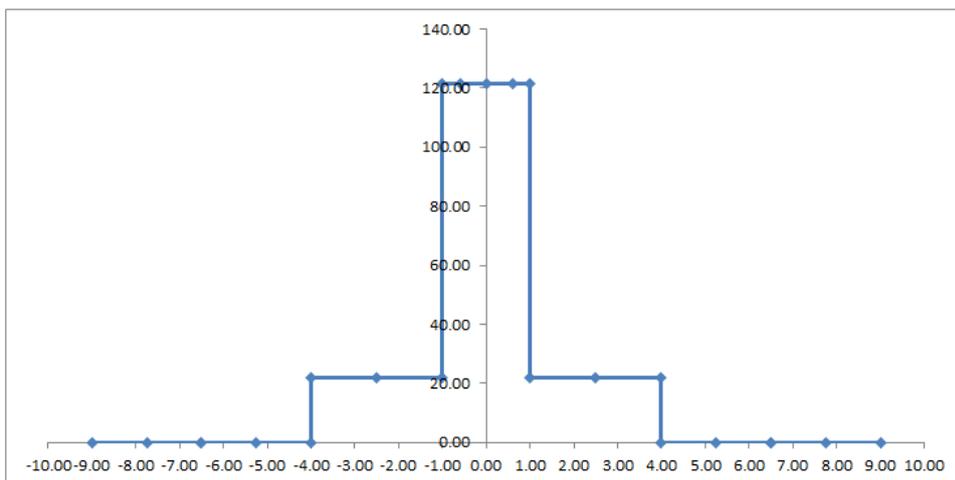
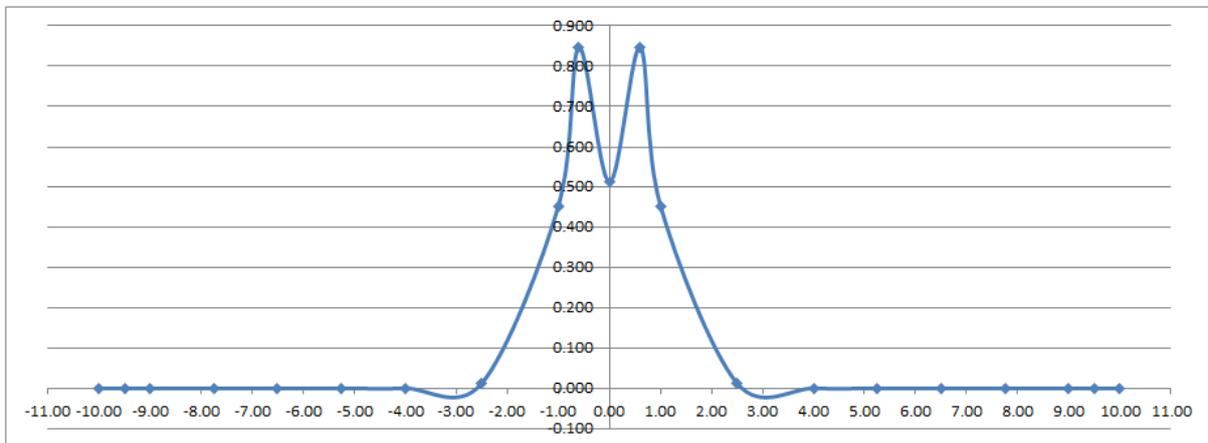
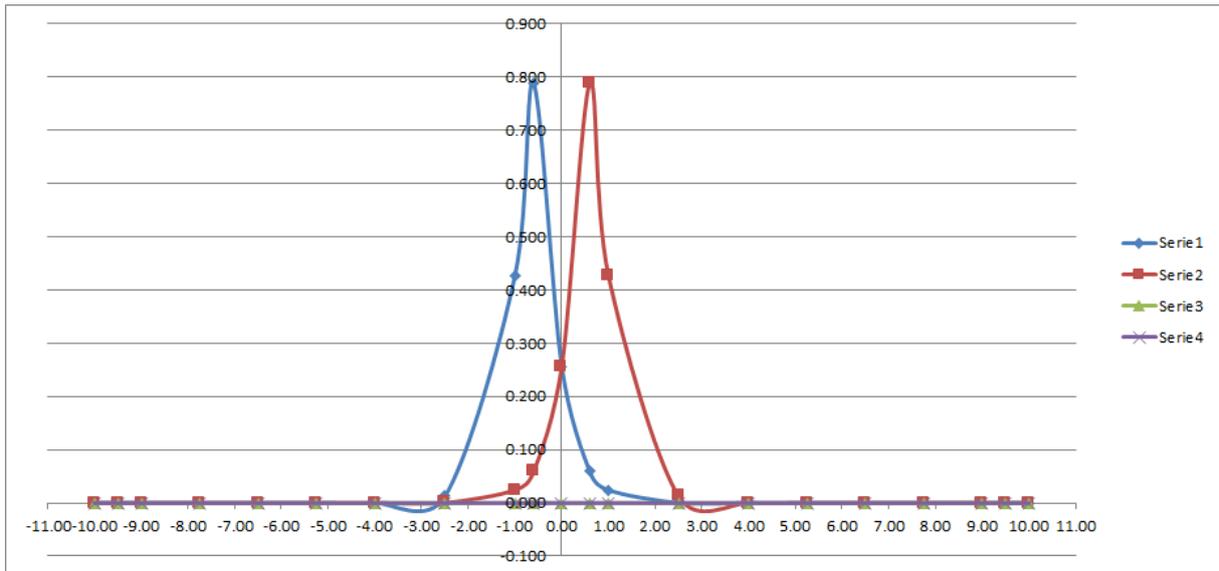
mediato sul tratto di 16.2m: $q_{T,eq} = (121.54*2+2*21.73*3)/16.2 = 23.06$ kN/mq

cui va sommato il carico $q' = 9$ kN/mq

per un totale di $q = 23.06+9 = 32.05$ kN/mq ~ 33 kN/mq

Si assume nel calcolo il valore $q = 33$ kN/mq

Figura 8 – Diagrammi delle spinte sui muri e risultati di calcolo



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 il carico q descritto in precedenza.

7.2.6 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:

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

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:

$$F_d = \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_i (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right]$$

essendo:

Carichi	Coef.	Condizione		
	γ_F (γ_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:

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

7.4 Combinazioni di carichi SLE

Secondo quanto previsto dal D.M. 14.01.2008, si considerano le combinazioni:

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

essendo, nel caso di carichi stradali, Ψ_{2i} pari a 0 per la combinazione quasi permanente, pari a 0.75 per la combinazione frequente e pari a 1 per la combinazione rara.

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'_{κ}	$\gamma_{c'}$	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:

Terreno di riporto alle spalle del muro e di fondazione

Metodo M1

Peso per unità di volume totale	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Coesione	$c' = 0 \text{ kPa}$
Angolo di attrito di calcolo	$\phi' = 35^\circ$
Angolo di attrito terra-muro	$\delta = 21^\circ$

Metodo M2

Peso per unità di volume	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Coesione	$c' = 0 \text{ kPa}$
Angolo di attrito interno	$\phi' = 29.26^\circ$
Angolo di attrito terra-muro	$\delta = 17.55^\circ$

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:

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

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

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;

$\gamma_c = 1.5$.

- **Verifiche a fessurazione e verifiche tensionali**

Sono state calcolate le sollecitazioni nel paramento e nella platea di fondazione. Le verifiche di fessurazione vengono eseguite in accordo al par. 4.1.2.2.4 delle NTC 2008 e al par. C4.1.2.2.4 delle Istruzioni.

Le verifiche tensionali di cui ai par. 4.1.2.2.5.1 e 4.1.2.2.5.2 delle NTC 2008 sono state eseguite per la combinazione rara e la combinazione quasi permanente, controllando che le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori ai seguenti valori limite:

	Combinazione Rara	Combinazione Quasi Permanente
σ_c del cls C28/35 (MPa)	17.43	13.07
σ_s dell'acciaio B450C (MPa)	360	360

9. Verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio

Nel seguito vengono riportate le verifiche del muro in opera in condizioni a stato limite ultimo e in esercizio, considerando l'altezza massima, pari a 1.15m.

La verifica del muro prefabbricato tipo A è stata condotta nella relazione *C02CC16167NV05W4ECLOC08130*.

Sul muro in opera vengono ancorate le barriere di sicurezza.

9.1 Muro in opera

9.1.1 Verifica di equilibrio di corpo rigido EQU

La verifica a ribaltamento è condotta in condizioni statiche e sismiche. In condizioni eccezionali il ribaltamento non può instaurarsi se la sezione è in grado di resistere alla torsione generata dall'azione.

DATI GEOMETRICI		
Dimensioni elementi		
h_p =	1.15 m	
h_f =	0.4 m	
H =	1.55 m	
b_1 =	0.35 m	
b =	0.65 m	
b_{n1} =	0 m	
b_{n2} =	0 m	
b_0 =	0.45 m	
B =	1.45 m	
Calcolo volumi muri e terreno		
V_t =	0.52 m ³	
V_p =	0.75 m ³	
V_f =	0.58 m ³	
V_{tot} =	1.85 m ³	

DATI GEOTECNICI		
$\gamma_{t1} =$	20	kN/m ³
$\phi'_1 =$	35	°
$\phi'_{1d} =$	29.26	°
$K_{a1} =$	0.343	
SOVRACCARICHI		
$q =$	33.33	kN/m ² sovraccarico stradale
$p =$	5	kN/m ² sovraccarico permanente
$N =$	1	kN/ml scarico verticale testa muro
CALCOLO SPINTE SU MURO		
$S_t =$	8.25	kN sp. statica terrapieno
$S_p =$	2.66	kN sp. sovraccarico permanente
$S_Q =$	17.74	kN sp. sovraccarico variabile
SPINTA SISMICA SU MURO		
Terreno		
$S_{AE} =$	9.34	kN spinta sismica
$\Delta P_{AE} =$	1.09	kN incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica
INERZIE MURO E TERRAPIENO		
$W_m =$	18.69	kN massa muro
$W_t =$	10.35	kN peso terreno sulla fondazione a monte
$F_{wh} =$	1.67	kN sp. Dovuta alle inerzie del muro e terra
$S_{\Delta P_{ae} + F_{wt}} =$	2.76	kN

VERIFICA RIBALTAMENTO		EQU+M2										
$\gamma_{t1} =$	20	kN/m ³										
$\gamma_{t2} =$	0	kN/m ³										
$\gamma_{cls} =$	25	kN/m ³										
<u>Contributi stabilizzanti</u>						EQU-M2		A1-M1-R3				
PESI		DISTANZE		MOMENTI		C.STATIC	C.SISMICA	C.STATIC	C.SISMICA			
$W_t =$	10.35	kN	$d_t =$ 1.23	m	$M_t =$ 12.68	kNm	11.41	12.68		16.48	12.68	
$W_p =$	18.69	kN	$d_p =$ 0.68	m	$M_p =$ 12.61	kNm	11.35	12.61		16.40	12.61	
$W_f =$	14.5	kN	$d_o =$ 0.73	m	$M_o =$ 10.51	kNm	9.46	10.51		13.67	10.51	
$W_p =$	2.25	kN	$d_p =$ 1.23	m	$M_p =$ 2.76	kNm	2.48	2.76		3.58	2.76	
$W_N =$	1	kN	$d_f =$ 0.68	m	$M_p =$ 0.68	kNm	0.61	0.68		0.88	0.68	
$W_q =$	15.00	kN	$d_q =$ 1.23	m	$M_q =$ 18.37	kNm	24.80	0.73		24.80	0.73	
					$M_{ST} =$ 57.61	kNm	60.12	39.97	kNm	75.81	39.97	kNm
<u>Contributi ribaltanti</u>												
$S_t =$	8.25	kN	$d_{St} =$ 0.52	m	$M_{St} =$ 4.26	kNm	4.69	4.26		5.54	4.26	
$S_p =$	2.66	kN	$d_{Sp} =$ 0.78	m	$M_p =$ 2.06	kNm	2.27	2.06		2.68	2.06	
$S_q =$	17.74	kN	$d_{Sq} =$ 0.78	m	$M_q =$ 13.75	kNm	18.56	2.75		18.56	2.75	
$S_e =$	2.76	kN	$d_{Se} =$ 0.78	m	$M_e =$ 2.14	kNm		2.14			2.14	
							25.52	11.21	kNm	26.79	11.21	kNm
$F_s =$	2.36	statica										
	3.56	sismica										

9.1.2 Verifica scorrimento piano di posa GEO

$\phi'_1=$	35 °	0.611 rad		
$\phi'_{1d}=$	35.00 °	0.611 rad		
$R^*=$	1.00			
$\delta=$	35.00 °	0.611 rad		
$\text{tg}\delta=$	0.700			
$W_{t+cls}=$	43.54 kN			
$W_p=$	2.25 kN			
$W_F=$	1 kN			
$W_q=$	14.9985 kN			
$W_{mv}=$	0.83 kN			
	STATICA			
$R_d=$	51.61			
$H_d=$	38.14			
	SISMICA	$\psi_2=$ 0.2		
$R_d=$	36.15 kN			
$H_d=$	17.22 kN			
$F_s=$	1.35	statica		
	2.10	sismica		

9.1.3 Verifica collasso carico limite fondazione –terreno GEO

PRESSIONI TERRENO		A1-M1-R3					
Combinazione statica							
T_{sd} =	38.14 kN			Contributo magrone			
B=	1.45 m	B/6=	0.24 m	g=	24 kN/m ³		
N_{sd}	81.07 kN			h_m =	0.1 m		
xg=	0.73 m			B_m =	1.65 m		
M_G	58.78 kNm			P_m =	3.96 kN		
M_{STAB}	75.81 kNm						
M_{RIB}	26.79 kNm						
ΔM	49.02 kNm						
Sollecitazioni di calcolo							
M_{sd} =	9.75 kNm	<i>lato schiacciato su ciabatta corta</i>				M_G -DM	
$N_{sd,tot}$ =	85.03 kN					$N_{sd}+P_m$	
e=	0.11 m						
u=	0.00 m						
Tensioni normali							
B_{dott} =	1.65 m						
p_{max} =	73.03 kN/m ²	<i>sez reagente</i>					
p_{min} =	30.04 kN/m ²						
$p_{n,m}$ =	51.53 kN/m ²	valore medio					
Tensioni tangenziali							
p_h =	23.11 kN/m ²						
Combinazione sismica							
		ψ_2 =	0.2	Contributo magrone			
T_{sd} =	14.46 kN			g=	24 kN/m ³		
B=	1.45 m	B/6=	0.24 m	h_m =	0.1 m		
N_{sd}	49.79 kN			B_m =	1.65 m		
xg=	0.73 m			P_m =	3.96 kN		
M_G	36.10 kNm						
M_{STAB}	39.97 kNm						
M_{RIB}	11.21 kNm						
ΔM	28.76 kNm						
Sollecitazioni di calcolo							
M_{sd} =	7.34 kNm	<i>lato schiacciato su ciabatta corta</i>					
$N_{sd,tot}$ =	53.75 kN						
e=	0.14 m						
u=	0.00 m						
Tensioni normali							
B_{dott} =	1.65 m						
p_{max} =	48.75 kN/m ²	<i>sez reagente</i>					
p_{min} =	16.40 kN/m ²						
$p_{n,m}$ =	32.57 kN/m ²	valore medio					
Tensioni tangenziali							
p_h =	23.11 kN/m ²						

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE		A1-M1-R3-statica		
DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				
Peso specifico del terreno	$g_t =$	20.00	kN/m ³	$c =$ 0 kN/m ²
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	35.00	°	$f =$ 35.00 °
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	$B =$	1.65	m	
Lunghezza fondazione	$L =$	100.00	m	
Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.115	m	
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00	m	
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	1.42	m	
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	100	m	
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	51.53	kN/m ² =	0.52 kg/cm ²
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	23.11	kN/m ² =	0.23 kg/cm ²
Carico normale alla fondazione	$N =$	8503.2	kN =	850317 kg
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	3814	kN =	381394 kg
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	14.00	kN/m ²	0.14 kg/cm ²
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	14.21	24.00	0.00
Fattori di capacità portante	N	33.92	33.30	46.12
Fattori di forma fondazione	s	1.01	1.01	1.01
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.09	1.09
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.17	0.31	0.30
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	82	268.42	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	250	kN/m ² =	2.50 kg/cm ²
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	35550	kN =	3554991 kg
Coefficiente di sicurezza	FS =	4.18		

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE		A1-M1-R3-sismica		
DATI RELATIVI AL TERRENO DI FONDAZIONE				
Peso specifico del terreno	$g_t =$	20.00 kN/m ³	$c =$	0 kN/m ²
Angolo di attrito del terreno	$f_d =$	35.00 °	$f =$	35.00 °
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	$B =$	1.65 m		
Lunghezza fondazione	$L =$	100.00 m		
Eccentricità carico verticale in direzione B	$E(B) =$	0.137 m		
Eccentricità carico verticale in direzione L	$E(L) =$	0.00 m		
Larghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$B(EQ) =$	1.38 m		
Lunghezza equivalente fondazione per carichi eccentrici	$L(EQ) =$	100 m		
DATI RELATIVI AI CARICHI				
Tensione media normale alla fondazione	$p_n =$	32.57 kN/m ² =	0.33 kg/cm ²	
Tensione media tangenziale alla fondazione	$p_h =$	23.11 kN/m ² =	0.23 kg/cm ²	
Carico normale alla fondazione	$N =$	5374.7 kN =	537472 kg	
Carico tangenziale alla fondazione	$T =$	3814 kN =	381393.8 kg	
Sovraccarico sul piano campagna	$Q =$	14.00 kN/m ²	0.14 kg/cm ²	
VALORI DEI COEFFICIENTI DELLA FORMULA				
Coefficienti di Brinch-Hansen		g	q	c
Fattori principali (kN/m ²)	F	13.77	24.00	0.00
Fattori di capacità portante	N	33.92	33.30	46.12
Fattori di forma fondazione	s	1.01	1.01	1.01
Fattori di profondità del piano di fondazione	d	1.00	1.09	1.10
Fattori di inclinaz. del carico	i	0.02	0.09	0.07
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	$F N s d i b q$	12	75.25	0.00
Pressione limite totale normale al piano di fondazione	$q_{lim} =$	62 kN/m ² =	0.62 kg/cm ²	
Carico limite totale normale al piano di fondazione	$N_{lim} =$	8550 kN =	855048 kg	
Coefficiente di sicurezza	FS =	1.59		

9.1.4 Verifica a stato limite ultimo 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 all'attacco con la fondazione.

Le verifiche condotte considerano i seguenti meccanismi:

- flessione nel piano verticale e torsione assorbiti dall'anima del muro. La torsione deriva dall'azione d'urto
- taglio orizzontale e flessione nel piano orizzontale assorbiti dalla ciabatta di fondazione.

Si considerano quindi nelle verifiche le aree minime di armatura per rispettare la verifica.

9.1.4.1 Verifiche flessionale nel piano verticale

Le spinte del terreno generano un momento flessionale alla base. Si riporta la verifica in combinazione statica, sismica e accidentale.

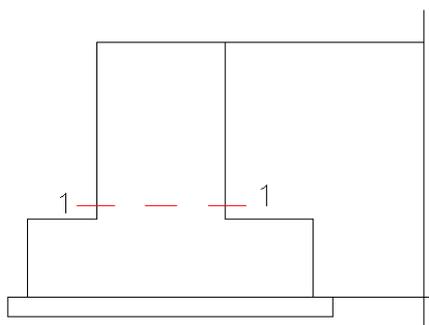
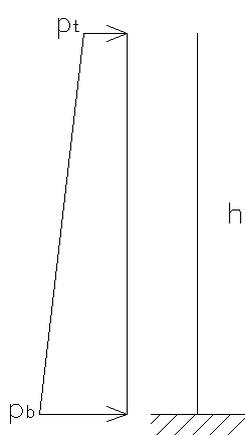


Figura 9 – Sezioni di verifica del muro

La sezione critica è quella alla base del muro (sezione 1-1). 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.

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

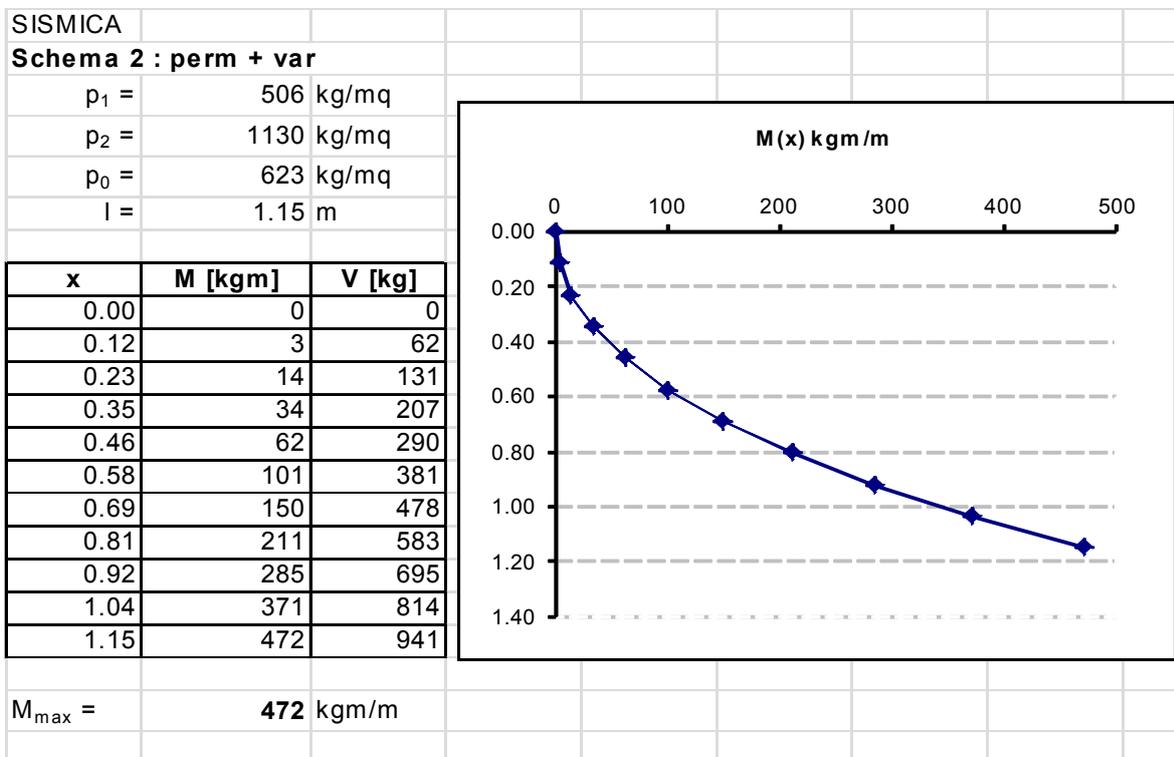
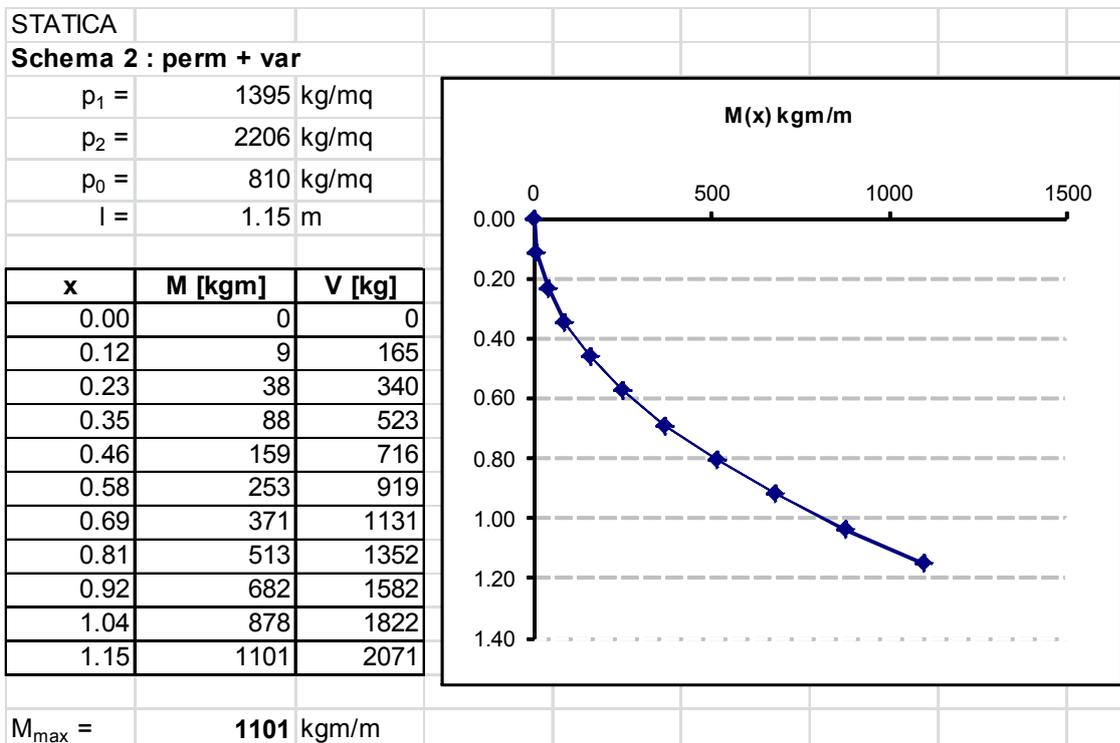
Note le pressioni orizzontali sul muro, si esegue il calcolo del momento alla base del medesimo e si procede quindi al calcolo dell'armatura.

CALCOLO SPINTA TERRA			
Geometria muro		Coeff. Spinta	
$H_n =$	1.15 m	a riposo	0
$s =$	0 m	attiva	1
$H_f =$	0 m		
$H_0 =$	1.15 m		
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		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	1.3		coeff. spinta		$p_t =$	176 kg/m ²
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.5		$K_0 = 0.4264$		$p_b =$	986 kg/m ²
$\gamma_Q =$	0.0	1.35		$K_a = 0.2710$			
						Fase 2 perm+var	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo						$p_t =$	1395 kg/m ²
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo				$p_b =$	2206 kg/m ²
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo					
Approccio 2		A1+M1+R3		SLU SISM		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				$q_1 =$	666.6 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	1.0		coeff. spinta		$p_t =$	135 kg/m ²
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0		$K_0 = 0.4264$		$p_b =$	759 kg/m ²
$\gamma_Q =$	0.0	1.0		$K_a = 0.2710$			
						Fase 2 perm+var+sisma	
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo						$p_t =$	506 kg/m ²
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo				$p_b =$	1130 kg/m ²
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo					

CALCOLO INCREMENTO SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE		
γ [kgf/m ³]	2000	peso specifico del terreno sopra falda
ϕ^l [°]	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_h [g]	0.058	
k_v [g]	0.029	
γ' [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
$\phi^l - \theta_A$ [°]	31.8	
$\phi^l - \theta_B$ [°]	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]	1.15	altezza libera del muro
$E_{non\ sismico}$	358	spinta risultante sull'altezza libera del muro in assenza di sisma (escluso il contributo dell'acqua)
$E_{d,A}$ [kgf/m]	410	accelerazione verso il basso
$E_{d,B}$ [kgf/m]	390	accelerazione verso l'alto
$\Delta E_{d,A}$ [kgf/m]	52	incremento della spinta risultante dovuto all'azione sismica
$\Delta E_{d,B}$ [kgf/m]	31	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.



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.

Verifica a flessione piano verticale-combinazione statica e sismica			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	350 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	291 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1.15
$f_{ctm} =$	28.3 kg/cm ²	$f_{yd} =$	3913 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	19.8 kg/cm ²	$f_{cd} =$	165 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1.5	$f'_{cd} =$	82 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	0.85	$f_{ctd} =$	13.2 kg/cm ²
Dati sezione			
$b =$	100 cm		
$h =$	65 cm	h. costola all'incastro	
$c =$	5.0 cm	copriferro	
$d =$	60.00 cm	altezza utile	
Armatura tesa disposta		$c_{med} =$	5.0 cm
η_b	ϕ	A_{sw}	y_{binf}
5	10	3.92	5
0	0	0.00	7.5
	$A_{sw} =$	3.92 cm ²	
Momento resistente			
$q =$	0.0155	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	9130 kg*m		
$M_{Sd1} =$	1101 kg*m	momento agente	FS = 8.29 VER SI

In condizioni eccezionali 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:

$$M_{pl,barr} = 35.70 \text{ kN}$$

$$V_{pl} = 35.70 \text{ kN}$$

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

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

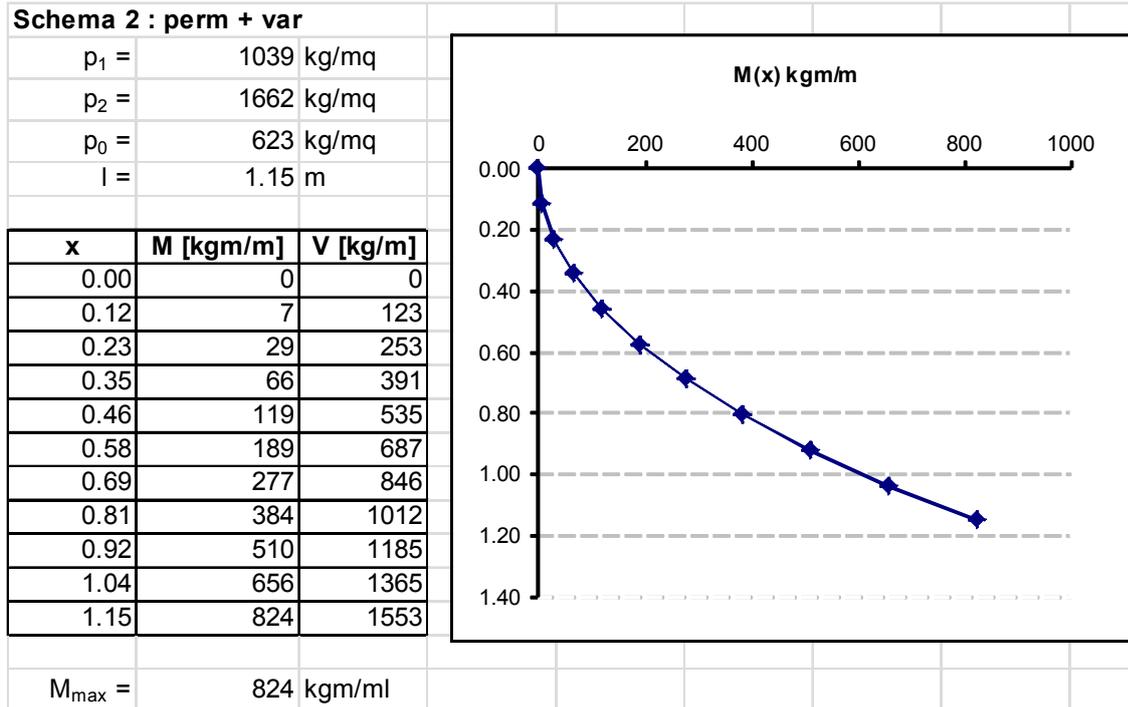
$$V_u = 3 * 35.70 / 4.5 = 23.80 \text{ kN/ml}$$

Alla base il contributo dell'effetto urto sul muro è

$$M_{du} = M_t + F_t * H = 23.8 + 23.8 * 1.15 \text{ kNm} = 5117 \text{ kg m/ml}$$

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					
$H_n =$	1.15	m	a riposo	0				
$s =$	0	m	attiva	1				
$H_f =$	0	m						
$H_0 =$	1.15	m						
<u>Parametri geotecnici caratteristici del terreno a tergo</u>								
$\gamma' =$	2	t/m ³	terreno saturo					
$\phi' =$	35	°	angolo resistenza al taglio					
$c' =$	0	kg/cmq	coesione drenata					
$\gamma_w =$	0	t/m ³	peso acqua					
<u>Fattori parziali di sicurezza SL</u>								
<u>Approccio 1- Da 1</u>		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	$p_b =$	759	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
						$p_b =$	1662	kg/mq
<u>Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo</u>								
$\phi'_d =$	35	°	angolo resistenza al taglio di calcolo					
$c'_d =$	0	kg/cmq	coesione drenata di calcolo					



Le sollecitazioni compressive agenti alla base del muro, sommando i vari contribute risulta $M_{\text{tot,sd}} = 824 + 5117 = 5941 \text{ kg m/ml}$

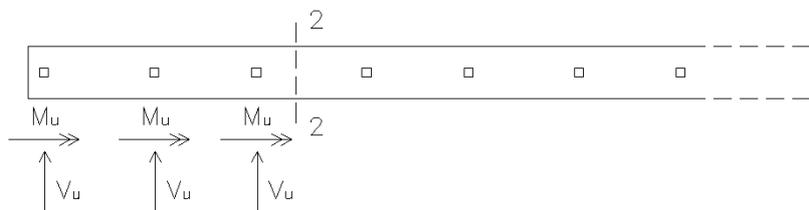
Verifica a flessione piano verticale - Combinazione eccezionale			
Calcestruzzo		Acciaio	
$R_{ck} =$	350 kg/cm ²	$f_{yk} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ck} =$	291 kg/cm ²	$\gamma_s =$	1
$f_{ctm} =$	28.3 kg/cm ²	$f_{yd} =$	4500 kg/cm ²
$f_{ctk} =$	19.8 kg/cm ²	$f_{cd} =$	291 kg/cm ²
$\gamma_c =$	1	$f'_{cd} =$	145 kg/cm ²
$\alpha_{cc} =$	1	$f_{ctd} =$	19.8 kg/cm ²
Dati sezione			
$b =$	100 cm		
$h =$	65 cm	h. costola all'incastro	
$c =$	5.0 cm	copriferro	
$d =$	60.00 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	7.5
		$A_{sw} =$	3.92 cm ²
Momento resistente			
$q =$	0.0101	percentuale meccanica d'armatura	
$M_{Rd} =$	10529 kg*m		
$M_{Sd1} =$	5941 kg*m	momento agente	FS = 1.77 VER SI

9.1.4.2 Verifiche torsione, a taglio e flessione orizzontale

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

nell sezione 2-2 di incastro dove si hanno le sollecitazioni più elevate.



La sezione sarà soggetta a

$$T_{sd} = 3 * M_{pl} = 107.1 \text{ kN m}$$

$$V_{y, sd} = 3 * V_{pl} = 107 \text{ kN}$$

$$M_{z, sd} = 3 * V_{pl} * 2.25 = 240.75 \text{ kNm}$$

La torsione è assorbita dalle armature verticali e dai correnti distribuiti lungo l'altezza dell'anima.

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							
$T_{Sd} =$	1071000	kg*cm =					
	107.1	kN*m					
Dati sezione							
$b =$	65	cm	base				
$h =$	155	cm	altezza				
$d' =$	5	cm	copriferro				
$A_c =$	10075	cmq	area sezione di figura				
$u =$	440	cm	perimetro sez. di figura				
$t_1 =$	22.9	cm	spessore parete sez. anulare				
$t_2 =$	10.0	cm					
$t =$	22.9	cm					
$A =$	5562	cmq	area raccolta dalla linea media				
$u_m =$	348	cm	perimetro dalla linea media				
Armature disposte							
			$\nu =$	0.5			
Staffe		$\theta =$	45 °	Longitudinali			
nb	ϕ	A_{sw}	nb	ϕ	A_{sw}		
1	10	0.78	8	10	6.28		
0	8	0.00	8	10	6.28		
	$A_{sw} =$	0.78	cm ²	16	$A_{sp} =$	12.56	cm ²
	$s =$	20	cm		$s_{med} =$	22	cm
	$A_{sw1} =$	3.90	cmq/m				
Capacità portante a torsione							
			$T_{Rd} =$	180.45	kNm		
			FS=	1.68	Verificato		
a) Compressione bielle							
$T_{Rcd} =$	335084	kg*m =	3350.84	kNm	$T_{sd}/T_{Rcd} =$	0.032	
b) Crisi armature							
staffe							
$T_{Rsd} =$	19522	kg*m =	195.22	kNm			
correnti long.							
$T_{Rld} =$	18045	kg*m =	180.45	kNm			

Quindi l'armatura dell'anima sommando i contributi a flessione e torsione risulta:

(1+1)Φ16/20 verticali (somma dei due lati)

(8+8)Φ10 orizzontali (somma dei due lati),

Prudenzialmente come già accennato si considera che le azioni di flessione e taglio orizzontale vengano assorbite solo dall'ala inferiore.

Per la verifica a flessione si considera il contributo solo dell'armatura tesa.

Verifica a flessione orizzontale DM08 - combinazione eccezionale						
Calcestruzzo						
FC	1		Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
$R_{ck} =$	350	kg/cm ²	Resistenza cubica a compressione			
$g_c =$	1		Coeff. sicurezza calcestruzzo			
$a_{cc} =$	1		Fattore di durata carico			
$f_{cd} =$	291	kg/cm ²	Resistenza di progetto a compressione			
Acciaio						
FC	1		Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
$f_{yk} =$	4500	kg/cm ²	Tensione di snervamento			
$g_s =$	1		Coeff. sicurezza acciaio			
$f_{yd} =$	4500	kg/cm ²	Tensione di progetto			
Sezione						
b	40	cm	Base			
h	145	cm	Altezza			
c	5	cm	Copriferro			
Armature						
Strato	y_i	n_b	f	A		
	[cm]	[-]	[mm]	[cm ²]		
1	5.0	2	14	3.07	zona compressa	
2	30.0	2	14	3.07		
3				0.00		
4				0.00		
5	115.0	2	14	3.07		
6	140.0	2	14	3.07	zona tesa	
VERIFICA SLU						Asse neutro SLU
$N_{ed,SLU}$	0	kg	Sforzo normale agente		x_{SLU}	4.61 cm
y_{Ned}	0	cm	Eccentricità sforzo normale			
$M_{ed,SLU}$	24075	kg m	Momento flettente agente			
M_{Rd}	38638	kg m	$M_{ed}/M_{Rd} =$	0.62	?	VERIFICATO

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					
$V_{Sd,y} =$	10700	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
Dati sezione					
$b_w =$	40	cm			
$h =$	145	cm			
$c =$	5	cm	copriferro		
$d =$	140	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	14	3.07	0	5	0.00
0	12	0.00	0	10	0.00
	$A_{sw} =$	3.07 cm ²		$A_{sp} =$	0.00 cm ²
	$s =$	20 cm		$s =$	20 cm
Capacità portante a taglio			$V_{Rd} =$	87035	kg
			FS=	8.13	Verificato
a) Taglio compressione					
$V_{Rcd} =$	366030	kg			
$V_{Rcd(+)} =$	366030	kg			
$V_{Rcd(-)} =$	366030	kg			
b) Crisi armatura di parete					
$V_{Rsd} =$	87035	kg			

Quindi l'armatura della ciabatta di fondazione sommando i contributi a flessione e taglio orizzontale risulta:

(2+2)Φ 14/20 correnti superiori e inferiori (per ala)

(1+1)Φ 14/20 trasversali superiori e inferiori

9.1.5 Verifiche in esercizio del muro

Sono prese in considerazione le seguenti verifiche:

- 1_ verifica di fessurazione;
- 2_ verifica delle tensioni in esercizio.

Si considerano le armature minime per assorbire la flessione verticale (ved.§9.1.4.1).

9.1.5.1 Verifica fessurazione

Per assicurare la funzionalità della struttura non bisogna superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali e alle sollecitazioni e alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Le combinazioni di carico per la verifica sono la combinazione frequente e quasi permanente in accordo con il DM2008. Si riporta il tabulato di verifica per la combinazione peggiore, ovvero la frequente.

Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_3$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

w_1, w_2, w_3 sono definiti al § 4.1.2.2.4.1, il valore di calcolo w_d , è definito al § 4.1.2.2.4.6.

Considerando una condizione ambientale ordinaria e armatura ordinaria (poco sensibile) la normativa indica i valori limiti di apertura della fessura in relazione alle diverse combinazioni di carico:

- $w_3=0.4\text{mm}$ combinazione frequente
- $w_2=0.3\text{mm}$ combinazione quasi permanente.

Nel caso in esame è stata considerata la combinazione più sfavorevole che considera i carichi variabili con il coefficiente χ_1 pari a 0.75 (Tab. 5.1.VI).

Sempre la norma fornisce le indicazioni per ricavare l'ampiezza delle fessure:

Il valore di calcolo di apertura delle fessure (w_d) non deve superare i valori nominali w_1, w_2, w_3 secondo quanto riportato nella Tab. 4.1.IV.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m \quad (4.1.38)$$

dove w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza media tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm} \quad (4.1.39)$$

Per il calcolo di ϵ_{sm} , e Δ_{sm} vanno utilizzati criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

La verifica dell'ampiezza di fessurazione può anche essere condotta senza calcolo diretto, limitando la tensione di trazione nell'armatura, valutata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente, ad un massimo correlato al diametro delle barre ed alla loro spaziatura.

Si procede quindi al calcolo dell'apertura delle fessure riportato nel seguito considerando la combinazione più gravosa: quasi permanente.

CALCOLO SPINTA TERRA			
Fattori parziali di sicurezza SL			
Approccio 1- Da 2		A1+M1+R3	SLE-FREQ
$\gamma_\phi =$	1.00	f.s. su $\tan(\phi')$	Carichi
$\gamma_c =$	1.00	f.s. su coesione	$q_1 =$ 500 kg/m ²
$\gamma_R =$	1.00		$q_2 =$ 3333 kg/m ²
f.p.s.		favorevole sfavorevole	coeff. Sp. di calcolo
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.0	K = 0.2710
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0	coeff. spinta
$\gamma_Q =$	0.0	0.75	$K_0 = 0.4264$
			$K_a = 0.2710$
Parametri geotecnici di calcolo del terreno a tergo			Fase 1 perm
$\phi'_d =$	35 °	angolo resistenza al taglio di calcolo	$p_t =$ 135 kg/m ²
$c'_d =$	0 kg/cmq	coesione drenata di calcolo	$p_b =$ 759 kg/m ²
			Fase 2 perm+var
			$p_t =$ 813 kg/m ²
			$p_b =$ 1436 kg/m ²

Schema 2 : sollecitazioni SLE-FREQ.

$p_1 =$	813 kg/mq	
$p_2 =$	1436 kg/mq	
$p_0 =$	623 kg/mq	
$l =$	1.15 m	
x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.12	6	97
0.23	23	201
0.35	52	313
0.46	95	431
0.58	152	557
0.69	223	690
0.81	311	830
0.92	414	977
1.04	536	1132
1.15	675	1293
$M_{max} =$	675 kgm/m	

La verifica è condotta nella sezione di base:

Verifica sezione in c.a.o.

M =	67491 kgcm	momento di calcolo
σ_{sol_sup} =	-2.4 kg/cmq	tensione di compressione soletta
σ_{smax} =	294 kg/cmq	trazione massima ferri
σ_{smin} =	-36 kg/cmq	compressione massima ferri

Verifica a fessurazione - COMB. FREQUENTE

Sezione base

Calcestruzzo

R_{ck} =	350 kg/cm ²	f_{ctm} =	28.3 kg/cm ²
f_{ck} =	290.5 kg/cm ²	f_{ctm} =	34.0 kg/cm ²
f_{ctk} =	20.2 kg/cm ²	f_{cteff} =	28.3 kg/cm ²
		E_{cm} =	325881 kg/cm ²

Acciaio

n =	15
E_s =	2100000 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

Azioni agenti

M_{Sd} =	67491 kg*cm
σ_s =	294 kg/cm ² tensione imposta

Dati sezione

b_w =	100 cm	base trave
h =	65 cm	altezza totale trave
c =	5.0 cm	copriferro
d =	60.0 cm	h. utile
A_{eff} =	1250.00 cmq	area efficace in trazione
x_n =	7.65 cm	asse neutro da l.s.

Armatura sezione

Strato	y_i [cm]	n. ferri	ϕ_b [mm]	A_{si}	
1-t	5	5	10	3.93	tesa
2-t	7.5	0	0	0.00	tesa
3-c	50	0	0	0.00	comp.
4-c	60	5	10	3.93	comp.

y_{ao} =	5.00 cm	baricentro arm. tesa
ϕ_{eq} =	10.0 mm	diametro equivalente
A_{st} =	3.93 cm ²	area ferro tesa
ρ_{eff} =	0.0031	% area tesa
σ_s =	294 kg/cm ²	

Calcolo ampiezza fessure

 $w_{d,LIM}$ = 0.4 mm

M_{cr} =	2395569 kg*cm	momento di prima fessurazione	sez, interam.reag.
------------	---------------	-------------------------------	--------------------

9.1.5.2 Verifica tensionale combinazione rara

La verifica tensionale è condotta confrontando la tensione del calcestruzzo e dell'acciaio con i limiti della normativa.

4.1.2.2.5 Verifica delle tensioni di esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_c < 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)} \quad (4.1.40)$$

$$\sigma_c < 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad (4.1.41)$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra scritti vanno ridotti del 20%.

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

Per l'acciaio avente caratteristiche corrispondenti a quanto indicato al Cap. 11, la tensione massima, σ_s , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

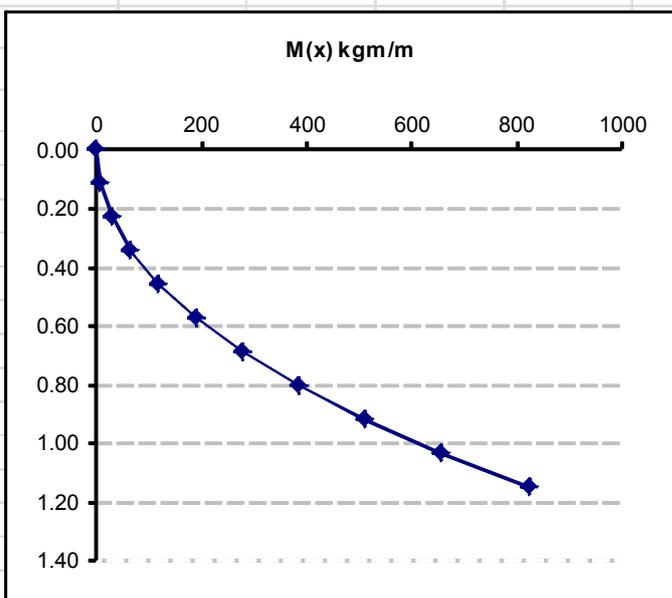
$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} \quad (4.1.42)$$

CALCOLO SPINTA TERRA								
Fattori parziali di sicurezza SL								
Approccio 1- Da 2			A1+M1+R3	SLE-RARA	Carichi			
$\gamma_\phi =$	1.00	f.s. su $\tan(\phi')$			$q_1 =$	500	kg/m ²	
$\gamma_c =$	1.00	f.s. su coesione			$q_2 =$	3333	kg/m ²	
$\gamma_R =$	1.00							
				coeff. Sp. di calcolo	Fase 1 perm			
f.p.s.	favorevole	sfavorevole		K = 0.2710	$p_t =$	135	kg/m ²	
$\gamma_{G1} =$	1.0	1.0		coeff. spinta	$p_b =$	759	kg/m ²	
$\gamma_{G2} =$	0.0	1.0		$K_0 = 0.4264$				
$\gamma_Q =$	0.0	1.00		$K_a = 0.2710$	Fase 2 perm+var			
					$p_t =$	1039	kg/m ²	
					$p_b =$	1662	kg/m ²	
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						

Schema 2 : sollecitazioni SLE-RARA

$p_1 =$	1039	kg/mq
$p_2 =$	1662	kg/mq
$p_0 =$	623	kg/mq
$l =$	1.15	m

x	M [kgm]	V [kg]
0.00	0	0
0.12	7	123
0.23	29	253
0.35	66	391
0.46	119	535
0.58	189	687
0.69	277	846
0.81	384	1012
0.92	510	1185
1.04	656	1365
1.15	824	1553



$M_{max} =$ **824** kgm/m

Sollecitazioni pannello

SLE-RARA

$M_{sd} =$ **8** kNm

Verifica tensionale

Dati sezione di figura

$H =$	65 cm	altezza nervatura	Calcestruzzo
$B_s =$	100 cm	larghezza di calcolo	$R_{ck} =$ 350 kg/cm ²
$E_{cap}/E_{ca} =$	1.00	omogeneizzazione c.a.p. a c.a.o.	$f_{ck} =$ 290.5 kg/cm ²
$c =$	5 cm	copriferro in soletta	$f_{ctk} =$ 20.2 kg/cm ²
$n =$	15.00	omogeneizzazione acciaio	

Armatura lenta

Strato	y_i [cm]	n. ferri	ϕ_b [mm]	A_{si}		S_{pi} [cm ³]
1	5	5	10	3.93	Arm. Tesa	19.63
2	5.00	0	0	0.00		0.00
3	15	0	0	0.00		0.00
4	8.5	0	0	0.00		0.00
5	15	0	0	0.00		0.00
6	20	0	0	0.00		0.00
7	40	0	0	0.00		0.00
8	60	0	0	0.00	Arm. Compr.	0.00
9	60	5	10	3.93		235.62
10	60	0	0	0.00		0.00
$a =$ 1		$A_p =$		7.85 cm ²	$S_p =$ 255.25 cm ³	
$y_{ao} =$	32.50 cm					

Dati statici sezione omogeneizzata			
$J_{cn} =$	14933 cm ⁴	mom. inerzia sez. cls	
$J_{sn} =$	10789 cm ⁴	mom. inerzia ferri	
$J_{ci} =$	176767 cm ⁴	mom. inerzia sez. ideale	
Verifica sezione in c.a.o.			
M =	82422 kgcm	momento di calcolo	
$\sigma_{sol_sup} =$	-3.6 kg/cmq	tensione di compressione soletta	
$\sigma_{smax} =$	366 kg/cmq	trazione massima ferri	
$\sigma_{smin} =$	-19 kg/cmq	compressione massima ferri	
Strato	y_i [cm]	σ_{si} [kg/cm ^q]	
1	5	366	
2	5	0	
3	15	0	
4	8.5	0	
5	15	0	
6	20	0	
7	40	0	
8	60	0	
9	60	-19	
10	60	0	
<i>LIMITE stato tensionale</i>			
Tensione compressione cls			
$\sigma_{c,lim} =$	232 kg/cmq	$0.8 \cdot f_{ck}$	<i>Verificato</i>
Tensione trazione acciaio			
$\sigma_{s,lim} =$	3600 kg/cmq	$0.8 \cdot f_{yk}$	<i>Verificato</i>

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} .

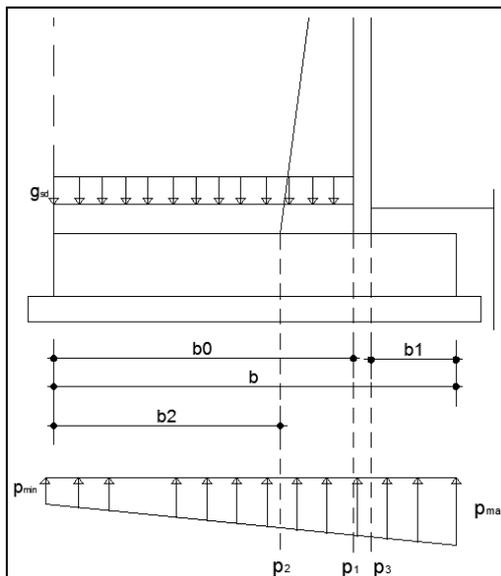


Figura 10 – Azioni sulla fondazione

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

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

Il tratto di fondazione 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 diretta 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.

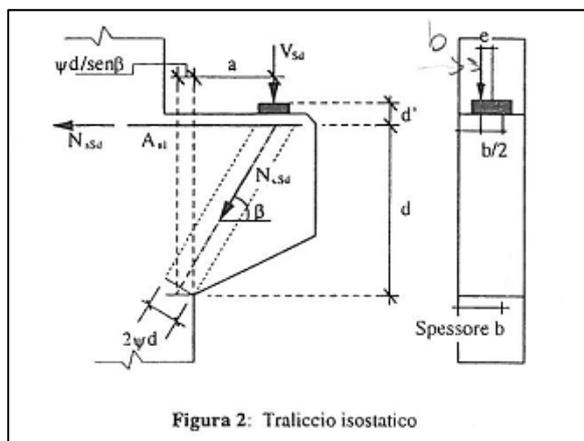


Figura 2: Traliccio isostatico

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

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

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

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

$$N_{sRd} = A_{s1} \cdot f_{yd}$$

$$\psi \leq 0.176$$

Figura 11 – Meccanismo mensola tozza

Si riportano in questo paragrafo la verifica del tratto di fondazione più sollecitata.

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

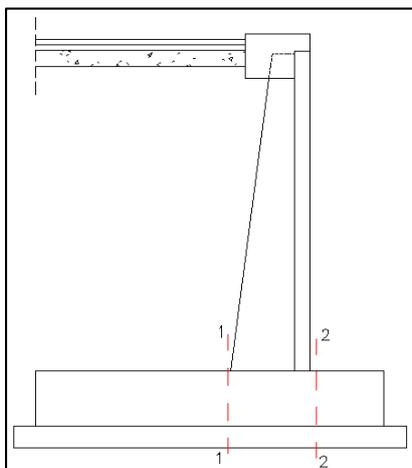


Figura 12– Sezioni di verifica

AZIONI A1-M1-R3 -STATICA			
<i>Carichi su parte a monte diretti verso il basso</i>			
$g_0=$	13.00 kN/m	peso proprio	
$g_t=$	29.9 kN/m	peso terreno	
$g_p=$	6.5 kN/m	peso sovraccarico permanente	
$q_{tr}=$	45.00 kN/m	peso sovraccarico stradale	
$g_{sd,tot}=$	94.4 kN/m		
<i>Carichi su parte a valle diretti verso il basso</i>			$h=$ 0.1 m
$g_0=$	13.0 kN/m	peso proprio	
$g_t=$	2.5 kN/m	terreno valle	
$g_p=$	8.4 kN/m	peso sovraccarico permanente	
$q_{tr}=$	57.9 kN/m	peso sovraccarico stradale	
$g_{sd,tot}=$	81.7 kN/m		
<i>Pressioni rivolte verso l'alto</i>			$b=$ 1.45 m
$p_{max}=$	73 kN/ml		
$p_{min}=$	30 kN/ml		
$\Delta p=$	43 kN/ml		
$p_2=$	43 kN/ml		
$p_3=$	63 kN/ml		

L'armatura presente in fondazione in un larghezza di un metro è:

5 Φ 14 superiori $A_s=7.7\text{cm}^2$

5 Φ 14inferiori

AZIONI		A1-M1-R3 -SISMICA					
<i>Carichi su parte a monte diretti verso il basso</i>							
$g_0=$	10.00	kN/m	peso proprio				
$g_t=$	23.0	kN/m	peso terreno				
$g_p=$	5.0	kN/m	peso sovraccarico permanente				
$q_{tr}=$	6.67	kN/m	peso sovraccarico stradale				
$g_{sd,tot}=$	44.7	kN/m					
<i>Carichi su parte a valle diretti verso il basso</i>						$h=$	0.2 m
$g_0=$	10.0	kN/m	peso proprio				
$g_t=$	1.9	kN/m	peso terreno				
$g_p=$	6.4	kN/m	peso sovraccarico permanente				
$q_{tr}=$	8.6	kN/m	peso sovraccarico stradale				
$g_{sd,tot}=$	26.9	kN/m					
<i>Pressioni rivolte verso l'alto</i>						$b=$	1.45 m
$p_{max}=$	49	kN/ml					
$p_{min}=$	16	kN/ml					
$\Delta p=$	32	kN/ml					
$p_2=$	26	kN/ml					
$p_3=$	41	kN/ml					

Verifica a flessione SEZIONE 2-2		VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98	
<u>Combin. Statica</u>			
SOLLECITAZIONI DI CARICO		$b_1 =$	0.35 m
$g_{sd,tot} =$	81.7 kN/m	costante	
$p_3 =$	63 kN/m	su incastro	
$p_{max} =$	73 kN/m		
$F_{sd} =$	5 kN	diretta verso il basso	
	4843.53 N/m	al metro di larghezza	
$H_{sd} =$	0 N		
GEOMETRIA DELLA MENSOLA			
$l =$	350 [mm]	aggetto della mensola	
$a =$	175 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro	
$h =$	350 [mm]	altezza della mensola	
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola	
$d' =$	50 [mm]	copriferro	
$d =$	300 [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	
$\nu =$	0.555 (deve essere ≥ 0.5)		
$\nu =$	0.55		
$k =$	0.73671		
$\nu_{sd} =$	0.001		
$\lambda_{\nu} =$	0.583	snellezza della mensola	
$\tan \beta =$	1.7117 (con $\beta =$ angolazione del puntone compresso)		
$\psi_{min} =$	0.00077 (≤ 0.176)	Verificato	
Taglio Resistente			
$C =$	1.2 [-]	coeff. che tiene conto dell'attrit	getto unico
γ_n	1 [-]	coeff. che tiene conto natura sf	altro
$A_v =$	10 [mm ²]		
Armature			
$A_{s1} =$	0.07 [cm ²]		
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]		
$A_v =$	0.10 [cm ²]		
Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA			
$A_t =$	0.07 [cm ²]		
$A_s =$	7.70 [cm ²]	VER	

Verifica a flessione SEZIONE 2-2		VERIFICA MENSOLA VERT. CNR 10025-98	
<i>Combin. Sismica</i>			
SOLLECITAZIONI DI CARICO		$b_1 =$	0.35 m
$g_{sd,tot} =$	26.9 kN/m	costante	
$p_3 =$	41 kN/m	su incastro	
$p_{max} =$	49 kN/m		
$F_{sd} =$	-6 kN	diretta verso l'alto	
	6280.08 N/m	al metro di larghezza	
$H_{sd} =$	0 N		
GEOMETRIA DELLA MENSOLA			
$l =$	350 [mm]	aggetto della mensola	
$a =$	175 [mm]	distanza punto di applicazione del carico da filo pilastro	
$h =$	350 [mm]	altezza della mensola	
$b =$	1000 [mm]	larghezza della mensola	
$d' =$	50 [mm]	copriferro	
$d =$	300 [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		
$v_{sd} =$	0.001		
$\lambda_v =$	0.583	snellezza della mensola	
$tg\beta =$	1.7109	(con $\beta =$ angolazione del puntone compresso)	
$\psi_{min} =$	0.001 (≤ 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
$A_v =$	13 [mm ²]		
Armature			
$A_{s1} =$	0.09 [cm ²]		
$A_{s2} =$	0.00 [cm ²]		
$A_v =$	0.13 [cm ²]		
Arm. di Calcolo tirante RICHIESTA			
$A_t =$	0.09 [cm ²]		
$A_s =$	7.7 [cm ²]	VER	

9.1.7 Verifica a SLE della fondazione

Per il controllo delle tensioni e dell'ampiezza fessure si assume, prudenzialmente una di calcolo: $F_E = F_{Sd} / 1.3$

Utilizzando i risultati delle tabelle precedenti si ha $F_E = 6280/1.3 = 4831 \text{ N/m}$

L'azione è decisamente piccola con riferimento alla dimensione della mensola oggetto di indagine.

Infatti si ha:

trazione nel corrente teso della mensola vale $T = 4831 * 175 / 300 = 2818 \text{ N/m}$

trazione nell'armatura ($A_s = 7.7 \text{ cm}^2$) è $\sigma_s = 281.8 / 7.7 = 36.5 \text{ kg/cm}^2$

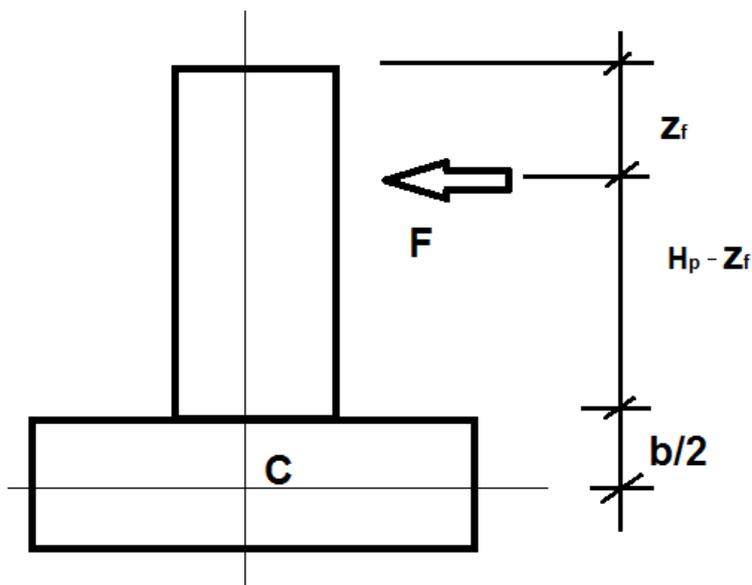
Il valore di trazione è inferiore ai limiti di norma

9.2 Verifica a torsione e flessione del manufatto

Considerato l'effetto di ripartizione invocato nella definizione del carico del tandem, si verifica il manufatto come una trave soggetta all'azione del carico equivalente alle azioni del tandem.

Il manufatto si considera soggetto, per un tratto di 8.1m, al carico ripartito agente ad una estremità. Data l'eccentricità del carico rispetto al centro di taglio il sistema sarà soggetto a torsione e flessione nel piano orizzontale.

Si assume che il tratto sede di spinte si auna mensola a sbalzo vincolata alla parte restata di muro, e si trascura il contributo del momento stabilizzante, che ridurrebbe l'effetto torcente.



Il momento torcente, sezione per sezione, vale $m_t = F \cdot (H_p - z_f + b/2)$

Al termine del tratto caricato B il momento varrà $T_{sd} = (m_{t1} + m_{t2})/2 \cdot B$

Integrando le tensioni su una verticale si ricava la posizione del baricentro a circa $z_f = 0.4H$

Assunto che il tratto caricato sia collocato ad un estremo si ha

$$H_{p1} = 85 \text{ cm} / H_{p2} = 115 \text{ cm}$$

I calcoli sono consegnati alla successiva tabella:

K =	0.271
g =	20 kN/mc
q =	66 kN/mq
B =	8.1 m

H _p	b	H	z _f	e	F _q	m _t	T _s	
cm	cm	cm	cm	cm	kN/m	kN*m/m	kN*m	
85	40	125	50	55	22.36	12.30	131.77	car.
115	40	155	62	73	27.72	20.24	177.88	SLU

Il momento torcente che la sezione del muro deve portare è $T_{sd} \sim 178 \text{ kN*m}$

La verifica è riportata al successivo foglio:

Verifica a torsione DM08**Calcestruzzo**

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

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

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

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\alpha_{cc} = 0.85$$

Acciaio

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

$$\gamma_s = 1.15$$

f_{yd}	3913	kg/cm ²
f_{cd}	165	kg/cm ²
f'_{cd}	82	kg/cm ²
f_{ctd}	13.5	kg/cm ²

Azioni agente

$$T_{Sd} = 1778831 \text{ kg*cm} = 177.88 \text{ kN*m}$$

Dati sezione

$$A_c = 11325 \text{ cm}^2 \quad \text{area sezione di figura} \quad 2831.25$$

$$u = 540 \text{ cm} \quad \text{perimetro sez. di figura}$$

$$t = 21.0 \text{ cm} \quad \text{spessore parete sez. anulare}$$

$$A = 8725 \text{ cm}^2 \quad \text{area raccolta dalla linea media}$$

$$u_m = 500 \text{ cm} \quad \text{perimetro dalla linea media}$$

Armature disposteStaffe $\theta = 45^\circ$

nb	ϕ	A_{sw}
1	16	2.01
0	0	0.00

$$A_{sw} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

$$A_{sw1} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Parete

nb	ϕ	A_{sw}
8	16	16.08
10	10	7.85

$$18 \quad A_{sp} = 23.93 \text{ cm}^2$$

$$s_{med} = 28 \text{ cm}$$

Capacità portante a torsione

$$T_{Rd} = 326.80 \text{ kNm} \quad \text{VER SI}$$

a) Compressione bielle

$$T_{Rcd} = 195491 \text{ kg*m} = 1954.91 \text{ kNm} \quad T_{sd}/T_{Rcd} = 0.091$$

b) Crisi armature

staffe

$$T_{Rsd} = 68623 \text{ kg*m} = 686.23 \text{ kNm}$$

correnti long.

$$T_{Rld} = 32680 \text{ kg*m} = 326.80 \text{ kNm}$$

Dato che la verifica a torsione è superata il manufatto è in grado di reagire monoliticamente e trasmettere l'intero regime di spinta anche alla pozione, di volta in volta, non caricata.

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.