

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA NUOVA ENNA – DITTAINO (LOTTO 4b)

PIAZZALI

-

PT01 - Piazzale imbocco lato PA GA01

Relazione di calcolo muri

SCALA:

-

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

RS3V 40 D 29 CL PT0100 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	E. Abbasciano	Gennaio 2020	M. Arcangeli	Gennaio 2020	F.Sparacino	Gennaio 2020	F. Arduini Gennaio 2020
								ITAFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Dott. Chir. Fabrizio Arduini Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma n. 13942/2019

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

INDICE

1	PREMESSA.....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.2	ACCIAIO B450C.....	8
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	11
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	11
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	11
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	13
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	13
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	13
6	ANALISI DEI CARICHI.....	17
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI PORTATI	17
6.2	VENTO	17
6.4	FORZE DI INERZIA	18
8	VERIFICHE.....	23
8.1	INPUT	23
8.2	SLU/SLV	25
8.2.1	<i>Verifiche STR</i>	25

8.2.1	Verifiche GEO.....	29
8.3	SLE.....	35
8.4	CONDIZIONE ECCEZIONALE – URTO.....	39

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) del muro di recinzione del piazzale PT01.

Il muro ha una altezza del paramento pari 3.1 m e spessore 0.25m, e una fondazione di larghezza 1.50 m e spessore 0.50m .

Quanto riportato di seguito consentirà di verificare che il dimensionamento della struttura è stato effettuato nel rispetto dei requisiti di resistenza richiesti all'opera.

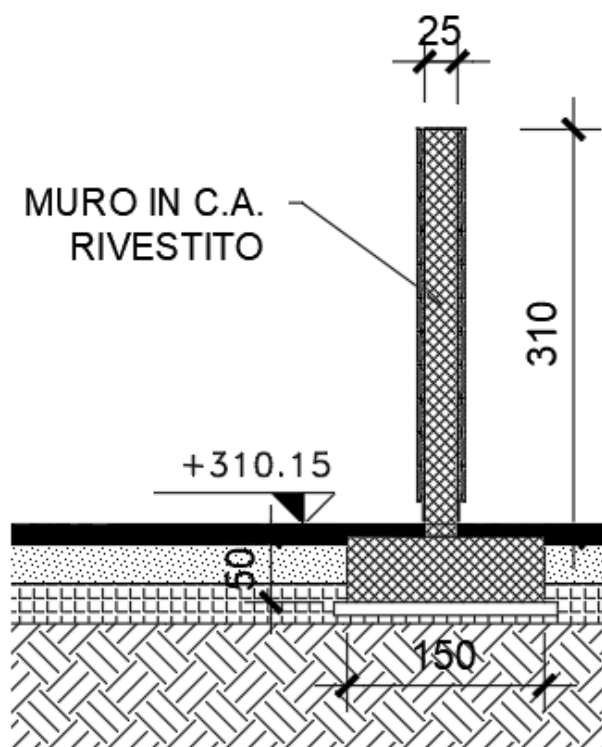


Fig. 1 – Sezione trasversale dell'opera


	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

2 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione è conforme alle normative vigenti nonché alle istruzioni dell'Ente FF.SS.

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 17/01/2018;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 21/01/2019 n.7: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

3 MATERIALI

Il calcestruzzo adottato corrisponde alla Classe C30/37, mentre l'acciaio in barre ad aderenza migliorata corrisponde alla classe B450C. Di seguito vengono elencate le specifiche.

3.1 Calcestruzzo

Per le strutture in elevazione si adotta un calcestruzzo con le caratteristiche riportate di seguito:

Classe d'esposizione: XC3


C30/37: $f_{ck} \geq 30$ MPa $R_{ck} \geq 37$ MPa

Classe minima di consistenza: S4

Copriferro: 40 mm

In accordo con le norme vigenti, risulta per il materiale in esame:

Classe di resistenza: Elevazione	C30/37		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	37	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	30.71	N/mm^2
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	38.71	N/mm^2
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.94	N/mm^2
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.53	N/mm^2
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33019	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.06	N/mm^2
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.82	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	17.4	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.37	N/mm^2
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	30.7	N/mm^2
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.06	N/mm^2
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	18.43	N/mm^2
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	13.82	N/mm^2

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

3.2 Acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento:	$f_{yk} = 450 \text{ MPa};$
Tensione di progetto:	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_m$
in cui $\gamma_m = 1.15$	$f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa};$
Modulo Elastico	$E_s = 210'000 \text{ MPa}.$

3.3 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

3.3.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "RFI DTC SI MA IFS 001 B - Manuale di Progettazione delle Opere Civili", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0.75 f_{yk}$

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

3.3.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤w ₂	ap. fessure	≤w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤w ₁	ap. fessure	≤w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤w ₁

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4


Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$


Alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A	FOGLIO 10 di 39

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 17.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

- Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura del D.M. 17.1.2018, in accordo a quanto previsto al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.7/19.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

4 INQUADRAMENTO GEOTECNICO

4.1 Terreno di ricoprimento/rinterro

Per il terreno di ricoprimento dell'opera sono state assunte le seguenti caratteristiche geotecniche :

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$\varphi' = 35^\circ$ angolo di resistenza al taglio

$c' = 0 \text{ kPa}$ coesione drenata

4.2 Interazione terreno-struttura

Per i parametri geologico-geotecnici si fa riferimento ad:

Unità ba – Depositi alluvionali coesivi (limoso argillosi)

$\gamma = 18.0 \div 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$c' = 0 \div 10 (5) \text{ kPa}$ coesione drenata (valore consigliato di progetto)

$\phi' = 24 \div 27 (25)^\circ$ angolo di resistenza al taglio (valore consigliato di progetto)

$c_u = 30 \div 150 \text{ kPa}$ resistenza al taglio in condizioni non drenate

$E_o = 80 \div 200 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico iniziale

Unità cap-c – Capellaccio coesivo costituente la parte alterata argilloso limosa della formazione di base

$\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$c' = 0-10 \text{ kPa}$ coesione drenata

$\phi' = 23-25^\circ$ angolo di resistenza al taglio


$c_u = 50 \div 350 \text{ kPa}$ resistenza al taglio in condizioni non drenate

$E_o = 120 \div 400 \text{ MPa}$ modulo di deformazione elastico iniziale

Si utilizzeranno pertanto i seguenti parametri:

$\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$ peso di volume naturale

$c' = 5 \text{ kPa}$ coesione drenata

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A	FOGLIO 12 di 39

$\phi' = 25^\circ$ angolo di resistenza al taglio

Riguardo infine il livello di falda da utilizzare nelle analisi, tenendo conto della relativa variabilità lungo i tratti interessati dalla realizzazione delle opere, come sintetizzato nella tabella precedente, nonché del livello medio di approfondimento del piano di posa delle fondazioni dei muri della tipologia di riferimento rispetto al piano campagna, è stato assunto cautelativamente un livello di falda di progetto a -2.0m dal piano di posa della fondazione.

Mentre per il terreno di rinfianco si considera il terreno da Rilevato stradale avente i seguenti parametri meccanici:

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$.

$\phi' = 35^\circ$

$c' = 0 \text{ kPa}$

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018.

5.1 Vita nominale e classe d'uso

Per la valutazione dei parametri di pericolosità sismica è necessario definire, oltre alla localizzazione geografica del sito, la Vita nominale dell'opera strutturale (V_N), intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, e la Classe d'Uso a cui è associato un coefficiente d'uso (C_U)

Per l'opera in oggetto si considera una vita nominale: $V_N = 75$ anni (categoria 2: "Altre opere nuove a velocità $V < 250$ Km/h"). Riguardo invece la Classe d'Uso, all'opera in oggetto corrisponde una Classe III a cui è associato un coefficiente d'uso pari a (NTC – Tabella 2.4.II): $C_U = 1.5$.

I parametri di pericolosità sismica vengono quindi valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U , ovvero:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Pertanto, per l'opera in oggetto, il periodo di riferimento è pari a $V_R = 75 \times 1.5 = 112.5$ anni

5.2 Parametri di pericolosità sismica

La valutazione dei parametri di pericolosità sismica, che ai sensi del D.M. 17-01-2018, costituiscono il dato base per la determinazione delle azioni sismiche di progetto su una costruzione (forme spettrali e/o forze inerziali) dipendono, come già in parte anticipato in precedenza, dalla localizzazione geografica del sito, dalle caratteristiche della costruzione (Periodo di riferimento per valutazione azione sismica / V_R) oltre che dallo Stato Limite di riferimento/Periodo di ritorno dell'azione sismica.

- Categoria sottosuolo **C**

In accordo a quanto riportato nelle Norme Tecniche per le costruzioni, si ottiene per il sito in esame:

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 17.01.18, si ottiene per il sito in esame:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO


Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLO} - P_{VR} = 81\% \quad \text{68} \\ \text{SLD} - P_{VR} = 63\% \quad \text{113} \end{array} \right.$

Stati limite ultimi - SLU $\left\{ \begin{array}{l} \text{SLV} - P_{VR} = 10\% \quad \text{1068} \\ \text{SLC} - P_{VR} = 5\% \quad \text{2193} \end{array} \right.$

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato: **SLV** info

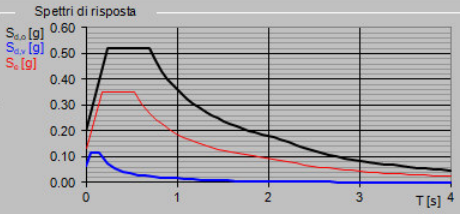
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_S = 1.490$
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$
(In quota sisma, h: altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%): **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_c : **1** Regol. in altezza: **si** info

Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q : **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

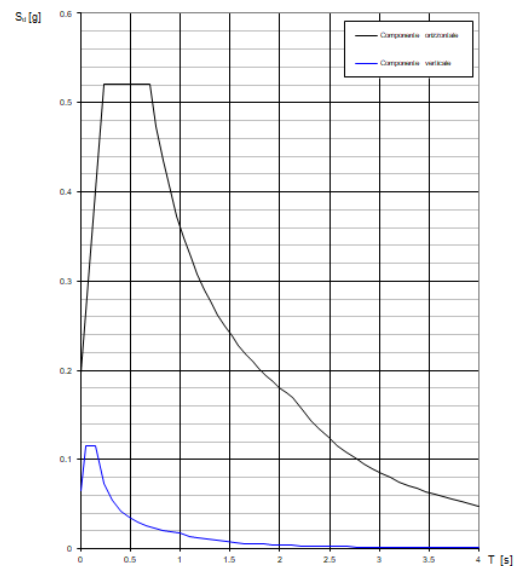
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.133 g
F_n	2.620
T_c^*	0.539 s
S_S	1.490
C_c	1.288
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.490
η	1.000
T_B	0.231 s
T_C	0.694 s
T_D	2.133 s

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



 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI</p>					
<p>RELAZIONE DI CALCOLO MURO</p>	<p>COMMESSA RS3V</p>	<p>LOTTO 40</p>	<p>CODIFICA D 29 CL</p>	<p>DOCUMENTO PT 01 00 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 16 di 39</p>

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudo statico, si eseguirà un calcolo elastico assumendo un fattore di struttura unitario. In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.


6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Peso proprio della struttura e carichi permanenti portati

Peso calcestruzzo armato $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

6.2 Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005			
Altitudine sul livello del mare	as	200	m
Zona	Z	IV	
Parametri	Vb,0	28	m/s
Parametri	ao	500	m
Parametri	ka	0.02	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} + k_a \cdot (a_s - a_0)$	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	anni
	α_R	1.05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2$	0.54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	
Distanza dalla costa		<30	km
Altitudine sul livello del mare		<500	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	2	
Vento su impalcato			
Parametri	kr	0.19	
Parametri	z0	0.05	m
Parametri	zmin	4	m
Altezza di riferimento	z	3.1	m
Coefficiente di topografia	ct	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	1.80	
Coefficiente di forza	0.8+0.4	1.20	
Riepilogo			
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	1.80	
Coefficiente di forza	cfx	1.20	
Altezza di riferimento	d	3.1	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	3.59	kN/m

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

6.3 Urto di veicolo in svio

Si considerano, a favore di sicurezza, le sollecitazioni derivanti dall'azione dell'urto pari a $F_{urto} = 100 \text{ kN}$, applicata a 1.0m dal piano della pavimentazione.

6.4 Forze di inerzia

Per il calcolo dell'azione sismica si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k . Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni: $k_h = a_{max}/g$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h$$

In funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a $a_g = 0.133 \text{ g}$.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione:

$$a_{max} = S * a = S_s * S_t * a_g$$

dove assumendo un terreno di tipo C ed in base al fattore di amplificazione del sito F_0 si ottiene:

$S_s = 1.490$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica


$S_t = 1$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$$a_{max} = 1.490 * 1 * 0.133 \text{ g} = 0.225 \text{ g}$$

$$k_h = a_{max}/g = 0.198$$

$$k_v = \pm 0.5 * k_h = 0.099$$

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, utilizzata nella verifica a Fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine;

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

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

dove:

$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.3 \times E_Z$$

avendo indicato con E_Y e E_Z rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

I coefficienti di amplificazione dei carichi γ e i coefficienti di combinazione ψ sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR (Approccio 1 – Combinazione 1) per le verifiche strutturali ed A1 GEO (Approccio 1 – Combinazione 2) per le verifiche geotecniche.

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

Tabella 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5 kN/m ²
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 ^(*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
4 ^(**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0 kN/m ²
5 ^(***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

^(*) Ponti di 3^a categoria
^(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
^(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, il significato dei simboli è il seguente:

γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;

γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;

γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;

γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.


 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	RELAZIONE DI CALCOLO MURO	COMMESSA RS3V	LOTTO 40	CODIFICA D 29 CL	DOCUMENTO PT 01 00 001	REV. A

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_{γ}	1,0	1,0

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	24 di 39

Dati Geotecnici			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE		STR/GEO	EQU
Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	(°)	φ'	35.00	35.00	29.26
	Peso Unità di Volume del terrapieno	(kN/m ³)	γ	0.00	0.00	0.00
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	(°)	δ	0.00	0.00	0.00
Dati Terreno Fondazione	Condizioni		<input checked="" type="radio"/> drenate <input type="radio"/> Non Drenate			
	Coesione Terreno di Fondazione	(kPa)	c_1'	5.00	5.00	4.00
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	φ_1'	25.00	25.00	20.46
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	γ_1	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	γ_d	19.00	19.00	19.00
	Profondità "Significativa" (n. b.: consigliata H = 2*B)	(m)	Hs	16.00		
	Modulo di deformazione	(kN/m ²)	E	150000		

Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	0.133	(-)
	Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.49	(-)
	Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)
	Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1	(-)
	Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.19817	(-)
	Coefficiente sismico verticale	kv	0.0991	(-)
	Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no	

		SLE		STR/GEO		EQU	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva Statico	ka	0.271		0.271		0.343
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma +	kas+	0.381		0.381		0.469
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.411		0.411		0.504
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.464		2.464		2.075
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	2.157		2.157		1.783
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	2.080		2.080		1.706

Carichi Agenti			valori caratteristici		valori di progetto	
			SLE - sisma		STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte <input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no					
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp	0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp	0.00	0.00	0.00
Condizioni Statiche	Momento in Testa permanente	(kNm/m)	mp	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico Accidentale in condizioni statiche	(kN/m ²)	q	0.00	0.00	0.00
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	f	3.60	5.40	5.40
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni statiche	(kN/m)	v	0.00	0.00	0.00
	Momento in Testa accidentale in condizioni statiche	(kNm/m)	m	0.00	0.00	0.00
	Coefficienti di combinazione condizione frequente Ψ_1		0.60	condizione quasi permanente Ψ_2		0.00
Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	(kN/m ²)	qs	0.00		
	Forza Orizzontale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	fs	0.00		
	Forza Verticale in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kN/m)	vs	0.00		
	Momento in Testa accidentale in condizioni sismiche	(kNm/m)	ms	0.00		

8.2 SLU/SLV

8.2.1 Verifiche STR

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

Calcestruzzo

classe cls

Rck	37	(MPa)
fck	30	(MPa)
fcm	38	(MPa)
Ec	32837	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	

$f_{td} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c$	17.00	(MPa)
$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3}$	2.90	(MPa)

Tensioni limite (tensioni ammissibili)

condizioni statiche

σ_c	16.5	Mpa
σ_f	292	Mpa

condizioni sismiche

σ_c	16.5	Mpa
σ_f	292	Mpa

Valore limite di apertura delle fessure

Frequente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm
Quasi Permanente	<input type="text" value="w1"/>	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio

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

E _s =	210000	(MPa)
ϵ_{ys} =	0.19%	

coefficiente omogeneizzazione acciaio n = 15

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

c = 9.00 (cm)

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

c_{min} = 4.00 (cm)

Interferro tra I e II strato

i_{I-II} = 5.00 (cm)

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	26 di 39

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

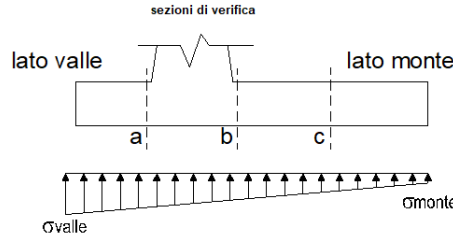
$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$

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

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

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	38.44	11.07	55.47	0.00
	38.44	11.07	55.47	0.00
sisma+	41.26	3.38	36.51	18.50
	41.26	3.38	36.51	18.50
sisma-	35.62	3.38	32.75	14.74
	35.62	3.38	32.75	14.74



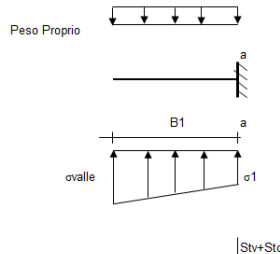
Mensola Lato Valle

PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a	V_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	55.47	30.45	6.76	19.04
	55.47	30.45	6.76	19.04
sisma+	36.51	29.00	3.96	13.29
	36.51	29.00	4.20	13.29
sisma-	32.75	25.25	3.71	10.94
	32.75	25.25	3.47	10.94



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
pvb	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
pvc	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)

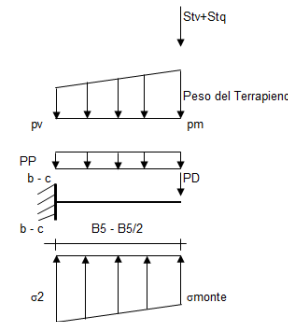
$M_b = (\sigma_{monte} \cdot (p_{vb} + PP)) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_2 - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (pm - p_{vb}) \cdot (1 \pm kv) \cdot B^2 / 3 + (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (1 \pm kv) \cdot (B^2 - Bd / 2) - PD \cdot kh \cdot (Hd + H2 / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H2 / 2$

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

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

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

caso	σ_{monte}	σ_2	M_b	V_b	σ_2	M_c	V_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN]
statico	0.00	20.45	-1.55	-2.59	7.94	-0.56	-3.12
	0.00	20.45	-1.55	-2.59	7.94	-0.56	-3.12
sisma+	18.50	26.00	1.42	5.32	22.25	0.29	2.07
	18.50	26.00	1.42	5.32	22.25	0.29	2.07
sisma-	14.74	22.25	1.17	4.52	18.49	0.23	1.67
	14.74	22.25	1.17	4.52	18.49	0.23	1.67



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

$M_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot b \cdot kh$

$N_{est} = v$

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

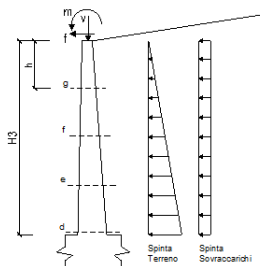
$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$

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

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

$V_{est} = f$

$V_{inerzia} = \Sigma P_m \cdot kh$



RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	27 di 39

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	8.37	8.37	10.00	9.69	19.69
e-e	1.16	0.00	0.00	6.28	6.28	10.00	7.27	17.27
f-f	0.78	0.00	0.00	4.19	4.19	10.00	4.84	14.84
g-g	0.39	0.00	0.00	2.09	2.09	10.00	2.42	12.42

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	5.40	5.40
e-e	1.16	0.00	0.00	5.40	5.40
f-f	0.78	0.00	0.00	5.40	5.40
g-g	0.39	0.00	0.00	5.40	5.40

condizione sismica +

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	1.49	1.49	10.00	10.65	20.65
e-e	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.84	0.84	10.00	7.99	17.99
f-f	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.37	10.00	5.32	15.32
g-g	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.09	10.00	2.66	12.66

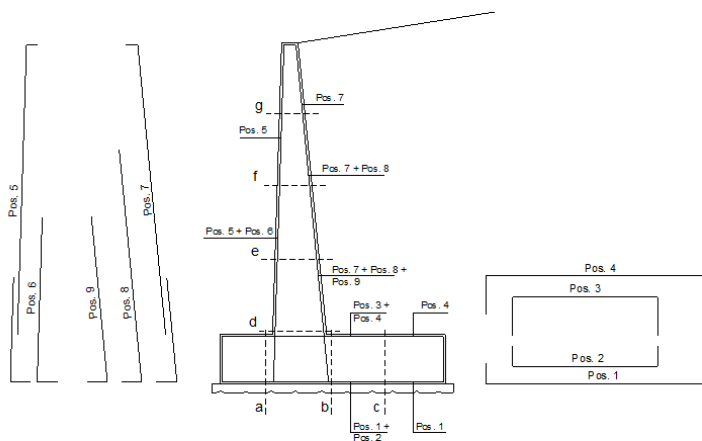
sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	1.92	1.92
e-e	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	1.44	1.44
f-f	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.96
g-g	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.48	0.48

condizione sismica -

sezione	h	Mt _{stat}	Mt _{sism}	Mq	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	1.49	1.49	10.00	8.73	18.73
e-e	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.84	0.84	10.00	6.55	16.55
f-f	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.37	10.00	4.36	14.36
g-g	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.09	10.00	2.18	12.18

sezione	h	Vt _{stat}	Vt _{sism}	Vq	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	1.92	1.92
e-e	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	1.44	1.44
f-f	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.96	0.96
g-g	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.48	0.48

SCHEMA DELLE ARMATURE



ARMATURE

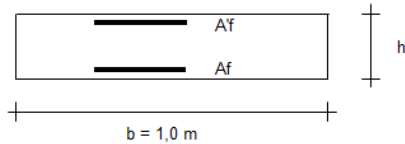
pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	5.0	24	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	0.0	16	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	5.0	20	<input type="checkbox"/>

Calcola

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	28 di 39

VERIFICHE



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

Sez.	M	N	h	Af	A'f	Mu
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(kNm)
a - a	6.76	0.00	0.50	30.32	7.70	436.02
b - b	-1.55	0.00	0.50	7.70	30.32	147.07
c - c	-0.56	0.00	0.50	7.70	7.70	137.69
d - d	8.37	19.69	0.25	23.40	7.70	118.82
e - e	6.28	17.27	0.25	23.40	7.70	118.70
f - f	4.19	14.84	0.25	23.40	7.70	118.58
g - g	2.09	12.42	0.25	7.70	7.70	63.41

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ø staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	19.04	0.50	234.79	10	20	20	21.8	708.78	Armatura a taglio non necessaria
b - b	5.32	0.50	173.97	10	20	20	21.8	708.78	Armatura a taglio non necessaria
c - c	3.12	0.50	173.97	10	20	20	21.8	708.78	Armatura a taglio non necessaria
d - d	5.40	0.25	137.34	10	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
e - e	5.40	0.25	137.10	10	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
f - f	5.40	0.25	136.87	10	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
g - g	5.40	0.25	94.68	10	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	29 di 39

8.2.1 Verifiche GEO

FORZE VERTICALI

		SLE	STR/GEO	EQU
- Peso del Muro (Pm)				
Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	9.69	8.72
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	18.75	16.88
Pm5 =	$(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m)	0.00	0.00
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m)	28.44	25.59
- Peso del terreno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro (Pt)				
Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4+B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m)	0.00	0.00
Sovr =	$qp \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0.00	0.00
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m)	0.00	0.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B4+B5)$	(kN/m)	0	0

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

		SLE	STR/GEO	EQU
- Muro (Mm)				
Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1+B2+0,5 \cdot B3)$	(kNm/m)	7.27	6.54
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1+B2+B3+1/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	14.06	12.66
Mm5 =	$Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m)	21.33	19.20
- Terrapieno e sovr. perm. sulla scarpa di monte del muro				
Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1+B2+B3+B4+0,5 \cdot B5)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4)$	(kNm/m)	0.00	0.00
Msovr =	$Sovr \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0.00	0.00
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m)	0.00	0.00
- Sovraccarico accidentale sulla scarpa di monte del muro				
Sovr acc. Stat	$q \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0
Sovr acc. Sism	$qs \cdot (B1+B2+B3+1/2 \cdot (B4+B5))$	(kNm/m)	0	0

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)				
Ps h =	$Pm \cdot kh$	(kN/m)	5.64	
Ps v =	$Pm \cdot kv$	(kN/m)	2.82	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)				
Ptsh =	$Pt \cdot kh$	(kN/m)	0.00	
Ptsh v =	$Pt \cdot kv$	(kN/m)	0.00	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs h)				
MPs1 h =	$kh \cdot Pm1 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs2 h =	$kh \cdot Pm2 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	2.45	
MPs3 h =	$kh \cdot Pm3 \cdot (H2+H3/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs4 h =	$kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.93	
MPs5 h =	$-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs h =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	3.38	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del muro (MPs v)				
MPs1 v =	$kv \cdot Pm1 \cdot (B1+2/3 \cdot B2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs2 v =	$kv \cdot Pm2 \cdot (B1+B2+B3/2)$	(kNm/m)	0.72	
MPs3 v =	$kv \cdot Pm3 \cdot (B1+B2+B3+B4/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs4 v =	$kv \cdot Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m)	1.39	
MPs5 v =	$kv \cdot Pm5 \cdot (B-Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs v =	MPs1+MPs2+MPs3+MPs4+MPs5	(kNm/m)	2.11	
- Incremento orizzontale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts h)				
MPts1 h =	$kh \cdot Pt1 \cdot (H2 + H3/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPts2 h =	$kh \cdot Pt2 \cdot (H2 + H3 + H4/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 h =	$kh \cdot Pt3 \cdot (H2+H3 \cdot 2/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPts h =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.00	
- Incremento verticale di momento dovuto all'inerzia del terrapieno (MPts v)				
MPts1 v =	$kv \cdot Pt1 \cdot ((H2 + H3/2) - (B - B5/2) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	
MPts2 v =	$kv \cdot Pt2 \cdot ((H2 + H3 + H4/3) - (B - B5/3) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	
MPts3 v =	$kv \cdot Pt3 \cdot ((H2+H3 \cdot 2/3) - (B1+B2+B3+2/3 \cdot B4) \cdot 0.5)$	(kNm/m)	0.00	
MPts v =	MPts1 + MPts2 + MPts3	(kNm/m)	0.00	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	30 di 39

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica			
St = $0,5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq perm = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sq acc = $q \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot ka$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione statica			
Sth = $St \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh perm = $Sq \text{ perm} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqh acc = $Sq \text{ acc} \cdot \cos \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Componente verticale condizione statica			
Stv = $St \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv perm = $Sq \text{ perm} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sqv acc = $Sq \text{ acc} \cdot \sin \delta$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
Sp = $\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot 1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 = $Sth \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 \cdot Hd$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSt2 = $Stv \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm = $Sqh \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc = $Sqh \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm = $Sqv \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc = $Sqv \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot H_2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE			
Mfext1 = $mp + m$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mfext2 = $(fp + f) \cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m) 7.38	11.07	11.07
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 7.50	7.50	6.75

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			
N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	38.44	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = $Sth + Sqh + f$	5.40	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = $\tan \phi_1$	0.47	(-)	
Fs scorr.	(N · f + Sp) / T	3.32	> 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	25.95	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	11.07	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	2.34	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			
N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ \text{Sovr acc})$	Nmin 38.44	Nmax 38.44	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = $Sth + Sqh + f - Sp$	5.40	5.40	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	17.76	17.76	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = $Xc \cdot N - MM$	11.07	11.07	(kNm/m)

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	31 di 39

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	5.00	(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00	(°)
γ_1'	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00	(kN/m ³)
$q_0 = \gamma_1 d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50	(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.29	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	0.92	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) e^{(1-\sin\phi)\phi}$	(1 in cond. nd)	10.66	(-)
$N_c = (N_q - 1) \tan(\phi)$	(2+ in cond. nd)	20.72	(-)
$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	10.88	(-)

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

$i_q = (1 - T/(N + B^*c'cot\phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.79	0.79	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$		0.77	0.77	(-)
$i_\gamma = (1 - T/(N + B^*c'cot\phi))^{m+1}$		0.70	0.70	(-)

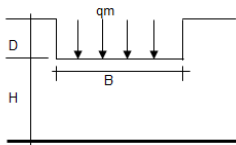
(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	226.34	226.34	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite F = q_{lim}*B' / N

N _{min}	5.44	>	1.4
N _{max}	5.44	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	38.44	(kN/m)
M	7.38	(kNm/m)
e=M/N	0.19	(m)
B*	1.12	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D	0.50	(m)
D/B*	0.45	(m)
Hs/B*	14.34	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2'e) = N / B^* = 34.44 \quad (\text{kN/mq})$$

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

μ_0	0.940	(-)
---------	-------	-----

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

μ_1	4.87	(-)
---------	------	-----

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 * \mu_1 * q_m * B^* / E = 1.17 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU	
Sst1 stat = $0,5'\gamma_1'(H_2+H_3+H_4+Hd)^2*ka$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1 sism = $0,5'\gamma_1'(1+kv)(H_2+H_3+H_4+Hd)^2*ka^*$ -Sst1 stat	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 perm= $qp'(H_2+H_3+H_4+Hd)*ka^*$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs'(H_2+H_3+H_4+Hd)*ka^*$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica +

Sst1h stat = Sst1 stat*cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Sst1h sism = Sst1 sism*cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h perm= Ssq1 perm*cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
Ssq1h acc= Ssq1 acc*cos δ	(kN/m)	0.00	0.00	0.00

- Componente verticale condizione sismica +

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

- Spinta passiva sul dente

$Sp = \frac{1}{2}\gamma_1'(1+kv) Hd^2*kps^*+(2*c_1*kps^{0.5}+\gamma_1'(1+kv) kps^*H_2^2)*Hd$	(kN/m)	0.00	0.00	0.00
--	--------	------	------	------

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	32 di 39

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

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

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp+ms	(kNm/m)		0.00
Mfext2 = (fp+fs)*(H3 + H2)	(kNm/m)		0.00
Mfext3 = (vp+vs)*(B1 +B2 + B3/2)	(kNm/m)		7.50

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	41.26	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	5.64	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = tgφ1	0.47	(-)	
Fs = (N*f + Sp) / T	3.41	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = Mm + Mt + Mfext3	28.83	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	1.26	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr	22.82	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv + (Sovr acc)	41.26	41.26	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	5.64		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	27.56	27.56	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	3.38	3.38	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot i_c + q_0 \cdot N_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot i_{\gamma}$$

c1	coesione terreno di fondaz.	5.00	(kN/mq)
φ1	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00	(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00	(kN/m ³)
q0 = γd*H2	sovraccarico stabilizzante	9.50	(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.08	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.34	(m)

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

Nq = tg ² (45 + φ/2)*e ^(c*tgφ)	(1 in cond. nd)	10.66	(-)
Nc = (Nq - 1)*tg(φ)	(2+π in cond. nd)	20.72	(-)
Nγ = 2*(Nq + 1)*tg(φ)	(0 in cond. nd)	10.88	(-)

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

iq = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^m	(1 in cond. nd)	0.81	(-)
ic = iq - (1 - iq)/(Nq - 1)		0.79	(-)
iγ = (1 - T/(N + B*c*cotgφ)) ^{m+1}		0.73	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	263.58	263.58	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	33 di 39

FS carico limite $F = q_{lim} \cdot B' / N$ N_{min} **8.54** > **1.4**
 N_{max} **8.54** >

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta condizione sismica -			
Sst1 stat = $0.5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1 sism = $0.5 \cdot \gamma_1 \cdot (1 - kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 perm = $q_p \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $q_s \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente orizzontale condizione sismica -			
Sst1h stat = Sst1 stat $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1h sism = Sst1 sism $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h perm = Ssq1 perm $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1h acc = Ssq1 acc $\cdot \cos \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Componente verticale condizione sismica -			
Sst1v stat = Sst1 stat $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc $\cdot \sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
- Spinta passiva sul dente			
$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - kv) \cdot Hd^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c' \cdot \gamma_1 \cdot k_{ps} + \gamma_1 \cdot (1 - kv) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot Hd$	(kN/m)	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Condizione sismica -			
MSst1 stat = Sst1h stat $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSst1 sism = Sst1h sism $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSst2 stat = Sst1v stat $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSst2 sism = Sst1v sism $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq1 = Ssq1h $\cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v $\cdot B$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c' \cdot \gamma_1 \cdot k_{ps} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot Hd^2 / 2$	(kNm/m)	0.00	0.00

MOMENTI DOVUTI ALLE FORZE ESTERNE

Mfext1 = mp + ms	(kNm/m)	0.00
Mfext2 = (fp + fs) $\cdot (H_3 + H_2)$	(kNm/m)	0.00
Mfext3 = (vp + vs) $\cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m)	7.50

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	35.62	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh}$	5.64	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
$f = \tan \alpha_1$	0.47	(-)	
Fs = (N' + Sp) / T	2.95	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
$M_s = M_m + M_t + M_{fext3}$	28.83	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
$M_r = MSst + MSsq + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{Sp} + M_{Ps} + M_{pts}$	5.49	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr	5.25	>	1

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	N_{min}	N_{max}	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + Sst1v + Ssq1v + P_s v + P_{tsv}$	35.62	35.62	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
$T = Sst1h + Ssq1h + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$	5.64		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
$MM = \Sigma M$	23.34	23.34	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
$M = X_c \cdot N - MM$	3.38	3.38	(kNm/m)

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	34 di 39

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

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	5.00		(kN/mq)
φ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	25.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	19.00		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma d'H_2'$	sovraccarico stabilizzante	9.50		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.09	0.09	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.31	1.31	(m)

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

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

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

$i_q = (1 - T / (N + B^*c' \cot \varphi'))^m$	(1 in cond. nd)	0.79	0.79	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.76	0.76	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B^*c' \cot \varphi'))^{m+1}$		0.70	0.70	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	253.09	253.09	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

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

N_{min}	9.31	>	1.4
N_{max}	9.31	>	

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	35 di 39

8.3 SLE

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

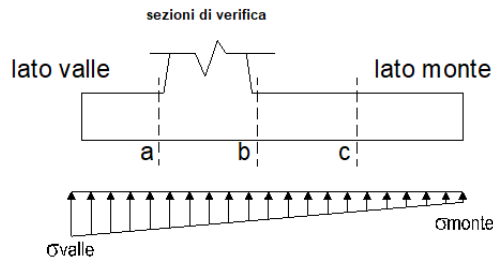
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

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

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

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	38.44	7.38	45.31	5.95
	38.44	7.38	45.31	5.95
Q.P.	38.44	7.38	45.31	5.95
	38.44	7.38	45.31	5.95

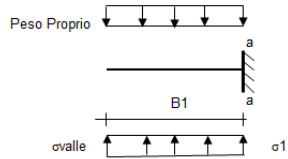


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	45.31	28.91	5.34
	45.31	28.91	5.34
Q.P.	45.31	28.91	5.34
	45.31	28.91	5.34



Mensola Lato Monte

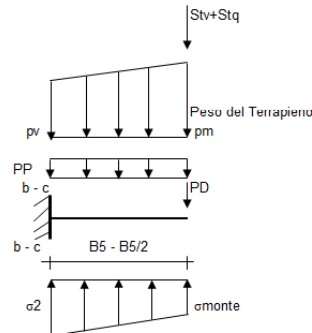
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

	Nmin	N max	Freq	N max	QP
pm	0.00	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
pvb	0.00	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)
pvc	0.00	0.00	0.00	0.00	(kN/m ²)

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

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

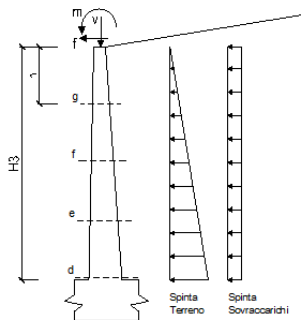
caso	σ_{monte}	$\sigma_2 b$	Mb	$\sigma_2 c$	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	5.95	22.35	-0.21	14.15	-0.19
	5.95	22.35	-0.21	14.15	-0.19
Q.P.	5.95	22.35	-0.21	14.15	-0.19
	5.95	22.35	-0.21	14.15	-0.19



CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

Mt = 1/2 Ka_0,12z + \gamma' h^2 / 3
Mq = 1/2 Ka_0,12z' q' h^2
M_ext = m + f' h
N_ext = v



RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	36 di 39

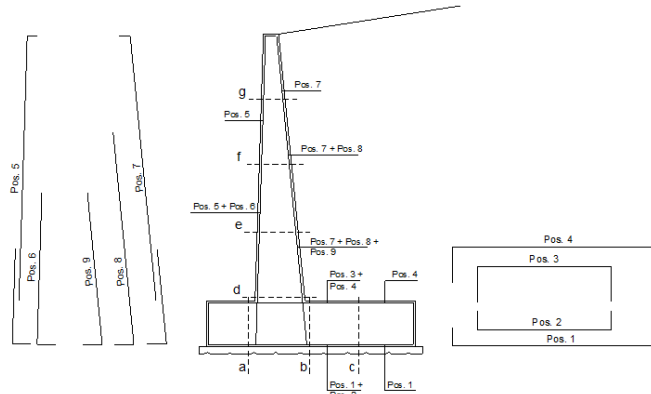
condizione Frequente

sezione	h	Mt	Mq	M _{tot}	M _{tot}	N _{tot}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	3.35	3.35	10.00	9.69	19.69
e-e	1.16	0.00	0.00	2.51	2.51	10.00	7.27	17.27
f-f	0.78	0.00	0.00	1.67	1.67	10.00	4.84	14.84
g-g	0.39	0.00	0.00	0.84	0.84	10.00	2.42	12.42

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{tot}	M _{tot}	N _{tot}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00	9.69	19.69
e-e	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00	7.27	17.27
f-f	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00	4.84	14.84
g-g	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	10.00	2.42	12.42

SCHEMA DELLE ARMATURE

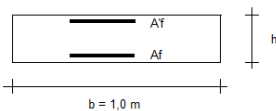


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	5.0	24		6	0.0	16	
3	0.0	16		7	5.0	14	
4	5.0	14		8	5.0	20	
				9	0.0	12	

Calcola

VERIFICHE



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

condizione Frequente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	5.34	0.00	0.50	30.32	7.70	0.19	4.92	0.006	0.200
b-b	-0.21	0.00	0.50	7.70	30.32	0.01	0.72	0.001	0.200
c-c	-0.19	0.00	0.50	7.70	7.70	0.01	0.64	0.001	0.200
d-d	3.35	19.69	0.25	23.40	7.70	0.62	5.41	0.005	0.200
e-e	2.51	17.27	0.25	23.40	7.70	0.46	3.47	0.003	0.200
f-f	1.67	14.84	0.25	23.40	7.70	0.30	1.58	0.001	0.200
g-g	0.84	12.42	0.25	7.70	7.70	0.14	-0.07	0.000	0.200

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

condizione Quasi Permanente

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf	wk	w _{amm}
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(mm)	(mm)
a-a	5.34	0.00	0.50	30.32	7.70	0.19	4.92	0.006	0.200
b-b	-0.21	0.00	0.50	7.70	30.32	0.01	0.72	0.001	0.200
c-c	-0.19	0.00	0.50	7.70	7.70	0.01	0.64	0.001	0.200
d-d	0.00	19.69	0.25	23.40	7.70	0.00	-	0.200	sez. compressa
e-e	0.00	17.27	0.25	23.40	7.70	0.00	-	0.200	sez. compressa
f-f	0.00	14.84	0.25	23.40	7.70	0.00	-	0.200	sez. compressa
g-g	0.00	12.42	0.25	7.70	7.70	0.00	-	0.200	sez. compressa

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

RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	37 di 39

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

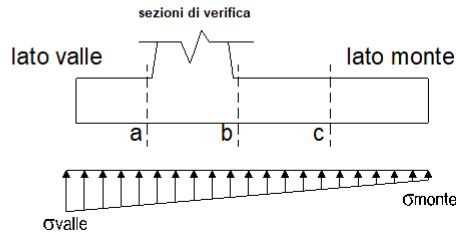
Reazione del terreno

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

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

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

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	38.44	7.38	45.31	5.95
	38.44	7.38	45.31	5.95
sisma+	41.26	3.38	36.51	18.50
	41.26	3.38	36.51	18.50
sisma-	35.62	3.38	32.75	14.74
	35.62	3.38	32.75	14.74

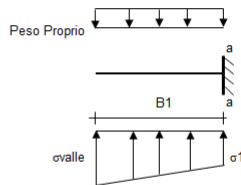


Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	Ma [kNm]
statico	45.31	28.91	5.34
	45.31	28.91	5.34
sisma+	36.51	29.00	3.96
	36.51	29.00	3.96
sisma-	32.75	25.25	3.71
	32.75	25.25	3.71



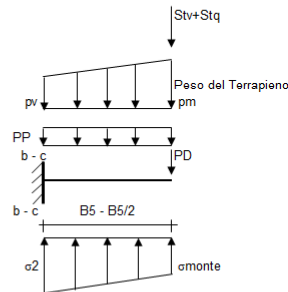
Mensola Lato Monte

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

$N_{min} = 0.00$ $N_{max} = 0.00$ $N_{stat} = 0.00$ $N_{sisma} = 0.00$ (kN/m²)
 $p_{vb} = 0.00$ $p_{vc} = 0.00$ (kN/m²)
 $p_{vc} = 0.00$ (kN/m²)

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

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

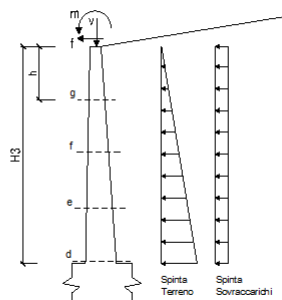


caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_2 [kN/m ²]	Mb [kNm]	σ_2c [kN/m ²]	Mc [kNm]
statico	5.95	22.35	-0.21	14.15	-0.19
	5.95	22.35	-0.21	14.15	-0.19
sisma+	18.50	26.00	1.42	22.25	0.29
	18.50	26.00	1.42	22.25	0.29
sisma-	14.74	22.25	1.17	18.49	0.23
	14.74	22.25	1.17	18.49	0.23

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

$M_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h / 3$
 $M_{t \text{ sism}} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot (K_{a_{orizz}} \cdot (1 \pm kv) - K_{a_{orizz}}) \cdot h^2 \cdot h / 2 \quad o \cdot h / 3$
 $M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$
 $M_{est} = m + f \cdot h$
 $M_{inerzia} = \Sigma P m_i \cdot b_i \cdot kh \quad (\text{solo con sisma})$
 $N_{est} = v$
 $N_{pp+inerzia} = \Sigma P m_i \cdot (1 \pm kv)$



RELAZIONE DI CALCOLO MURO

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3V	40	D 29 CL	PT 01 00 001	A	38 di 39

condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{est}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	5.58	5.58	10.00	9.69	19.69
e-e	1.16	0.00	0.00	4.19	4.19	10.00	7.27	17.27
f-f	0.78	0.00	0.00	2.79	2.79	10.00	4.84	14.84
g-g	0.39	0.00	0.00	1.40	1.40	10.00	2.42	12.42

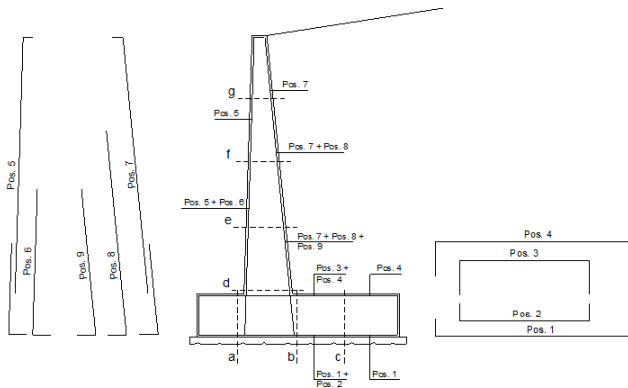
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	1.49	1.49	10.00	10.65	20.65
e-e	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.84	0.84	10.00	7.99	17.99
f-f	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.37	10.00	5.32	15.32
g-g	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.09	10.00	2.66	12.66

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	M _{est}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{est}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.55	0.00	0.00	0.00	0.00	1.49	1.49	10.00	8.73	18.73
e-e	1.16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.84	0.84	10.00	6.55	16.55
f-f	0.78	0.00	0.00	0.00	0.00	0.37	0.37	10.00	4.36	14.36
g-g	0.39	0.00	0.00	0.00	0.00	0.09	0.09	10.00	2.18	12.18

SCHEMA DELLE ARMATURE

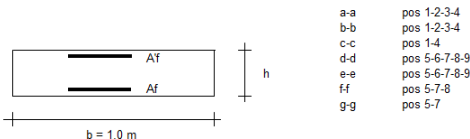


ARMATURE

pos	n°/ml	φ	II strato	pos	n°/ml	φ	II strato
1	5.0	14		5	5.0	14	
2	5.0	24	<input type="checkbox"/>	6	0.0	16	<input type="checkbox"/>
3	0.0	16	<input type="checkbox"/>	7	5.0	14	
4	5.0	14		8	5.0	20	<input type="checkbox"/>
				9	0.0	12	<input type="checkbox"/>

Calcola

VERIFICHE



Condizione Statica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	5.34	0.00	0.50	30.32	7.70	0.19	4.92
b - b	-0.21	0.00	0.50	7.70	30.32	0.01	0.72
c - c	-0.19	0.00	0.50	7.70	7.70	0.01	0.64
d - d	5.58	19.69	0.25	23.40	7.70	1.07	12.24
e - e	4.19	17.27	0.25	23.40	7.70	0.79	8.55
f - f	2.79	14.84	0.25	23.40	7.70	0.52	4.88
g - g	1.40	12.42	0.25	7.70	7.70	0.29	2.72

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	Af'	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	3.96	0.00	0.50	30.32	7.70	0.14	3.65
b - b	1.17	0.00	0.50	7.70	30.32	0.07	3.97
c - c	0.23	0.00	0.50	7.70	7.70	0.01	0.79
d - d	1.49	20.65	0.25	23.40	7.70	0.25	0.10
e - e	0.84	17.99	0.25	23.40	7.70	0.15	-0.55
f - f	0.37	15.32	0.25	23.40	7.70	0.09	-
g - g	0.09	12.66	0.25	7.70	7.70	0.06	-

sez. compressa
sez. compressa

(n.b.: M+ tende le fibre di intradesso, M- tende le fibre di estradesso)

8.4 CONDIZIONE ECCEZIONALE – URTO

Per la verifica all'urto, si ricerca la lunghezza minima del muro affinché lo stesso possa resistere a tale azione in termini di scorrimento e ribaltamento:

Angolo attrito terreno	25	°
Altezza paramento	3.1	m
Spessore paramento	0.3	m
Coordinata X paramento	0.75	m
B fondazione	1.5	m
S fondazione	0.5	m
Ricoprimento	0.1	m
F urto	100	kN
h applicazione	1.6	m
Momento agente	160	kN*m
M stabilizzante	31.5	kN*m
L lim	5.1	m
Forza massima $=N \cdot \text{tg}(\phi)$	17.8	kN
L lim	9.0	m

Incidenza ferri 70kg/m³