

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO - CATENANUOVA

INFRASTRUTTURA FERROVIARIA

PIAZZALI

PT01 - PIAZZALE CABINA TE

Relazione di calcolo muri

SCALA:

-


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

RS3E 50 D 29 CL PT0100 001 A


Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E.Abbasciano	Dicembre 2019	M. Arcangeli	Dicembre 2019	F.Sparacino	Dicembre 2019	F. Arduini Dicembre 2019
								<small> ITALFERR S.p.A. Direzione Tecnica Infrastrutture Centro Direzione Tecnica Progettazione e Progettazione di Roma Via... Tel. 06-47842411 </small>

INDICE

1	PREMESSA.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	5
3	MATERIALI	6
3.1	CALCESTRUZZO	6
3.2	ACCIAIO B450C.....	7
4	INQUADRAMENTO GEOTECNICO.....	10
4.1	TERRENO DI RICOPRIMENTO/RINTERRO.....	10
4.2	INTERAZIONE TERRENO-STRUTTURA.....	10
5	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	11
5.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO.....	11
5.2	PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA.....	11
6	ANALISI DEI CARICHI	15
6.1	PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA E CARICHI PERMANENTI PORTATI	15
6.2	VENTO	15
6.4	FORZE DI INERZIA	16
8	VERIFICHE.....	21
8.1	INPUT.....	21
8.2	SLU/SLV	23
8.2.1	Verifiche STR.....	23
8.2.1	Verifiche GEO	27

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI</p>					
<p>PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI</p>	<p>COMMESSA RS3E</p>	<p>LOTTO 50 D 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO PT01 00 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 3 di 39</p>

8.3	SLE.....	33
8.4	CONDIZIONE ECCEZIONALE – URTO.....	39

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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 2.85 m e spessore 0.25m, e una fondazione di larghezza 1.80 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.

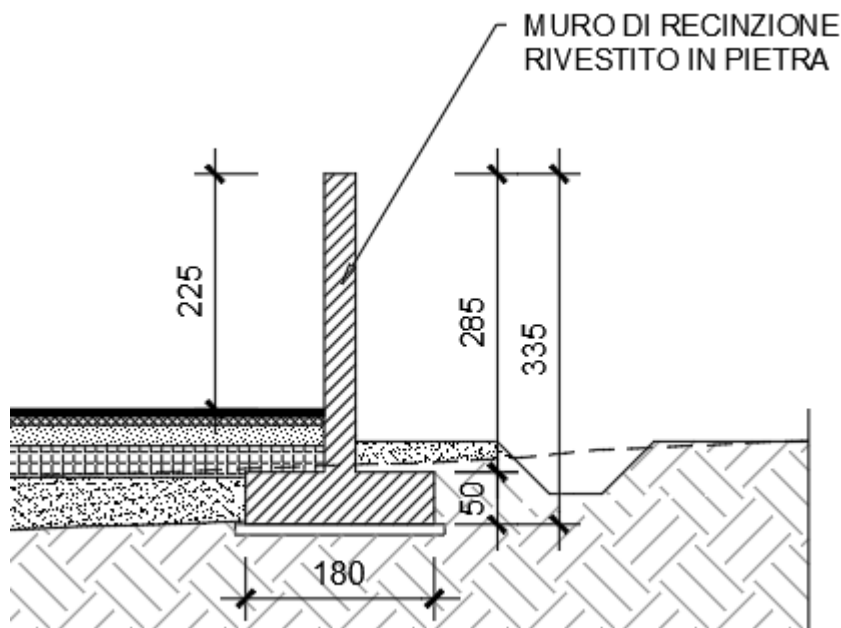


Fig. 1 – Sezione trasversale dell'opera

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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 14/01/2008;
- 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. 02/02/2009 n.617: 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;

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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 attesa, 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 del 2019 - 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					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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					
PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 00 001	REV. A	FOGLIO 9 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 14.1.2008, 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. 14.1.2008, in accordo a quanto previsto al punto " C4.1.2.2.4.6 Verifica allo stato limite di fessurazione" della Circolare n.617/09.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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

Il contributo del ricoprimento viene trascurato.

4.2 Interazione terreno-struttura

Per i parametri geologico-geotecnici si fa riferimento ad:

Unità ba3 – Argille limose (Alluvioni attuali e recenti)

$g = 19 \text{ kN/m}^3$	peso di volume naturale
$c' = 7 \text{ kPa}$	coesione drenata
$\phi' = 23^\circ$	angolo di resistenza al taglio
$c_u = 100 \text{ kPa}$	resistenza al taglio in condizioni non drenate
$V_s = 70\div 250 \text{ m/s}$	velocità delle onde di taglio
$G_o = 10\div 120 \text{ MPa}$	modulo di deformazione a taglio iniziale
$E_o = 25\div 320 \text{ MPa}$	modulo di deformazione elastico iniziale
$k = 10^{-8}\div 10^{-6} \text{ m/s}$	permeabilità

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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. 14gennaio 2008.

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. 14-01-2008, 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					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 00 001	REV. A

In accordo a quanto riportato in Allegato A delle Norme Tecniche per le costruzioni DM 14.01.08, 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:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione:

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, a "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	SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

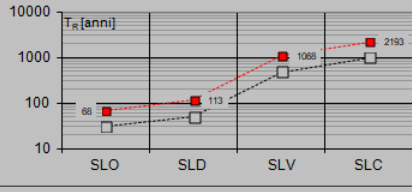
Tabella parametri azione

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

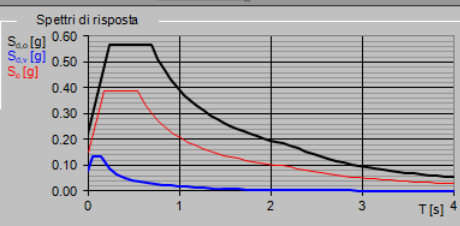
Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo: **C** info $S_B = 1.468$ $C_C = 1.287$ info
 Categoria topografica: **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(In quota silti, h: Altezza rilievo topografico)

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**

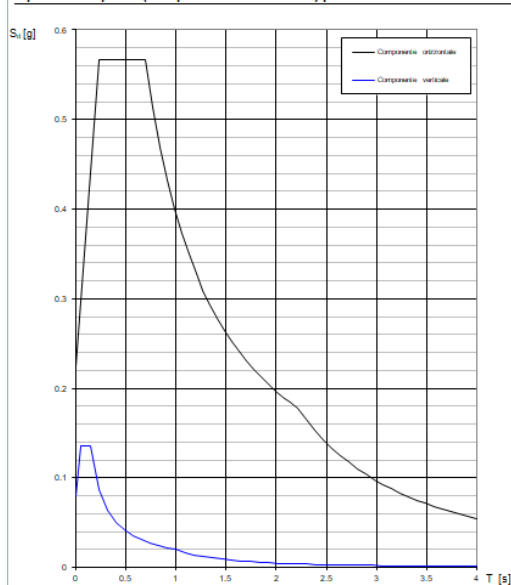
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.153 g
F_n	2.526
T_c^*	0.540 s
S_B	1.468
C_C	1.287
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.468
η	1.000
T_B	0.231 s
T_C	0.694 s
T_D	2.212 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>PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI</p>	<p>COMMESSA RS3E</p>	<p>LOTTO 50 D 29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO PT01 00 001</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 14 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	2.25	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	2.25	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	2.60	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	1.16	kN/mq

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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 $F_h = k_h \cdot W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

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

$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$

In funzione della Latitudine e Longitudine del sito in esame un valore dell'accelerazione pari a $a_g = 0.153 \text{ g}$.

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

$a_{max} = S \cdot a = S_s \cdot S_t \cdot a_g$

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

$S_s = 1.468$ Coefficiente di amplificazione stratigrafica

$S_t = 1$ Coefficiente di amplificazione topografica

ne deriva che:

$a_{max} = 1.468 \cdot 1 \cdot 0.153 \text{ g} = 0.225 \text{ g}$

$k_h = a_{max}/g = 0.225$

$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = 0.113$

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 00 001	REV. A

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

Carichi sulla carreggiata						Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	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					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 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	0,6	0,2	0,0
	SLU e SLE			
	Esecuzione	0,8	----	0,0
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

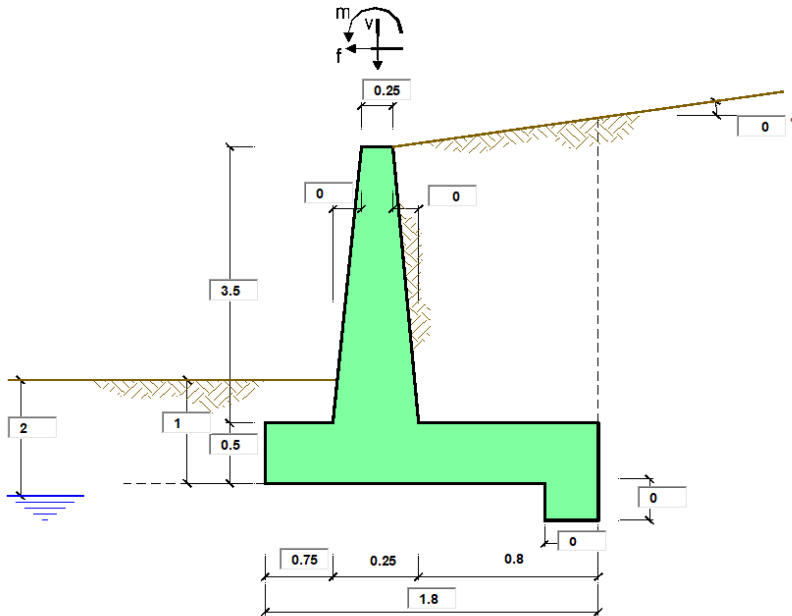
	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 00 001	REV. A

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

8 VERIFICHE

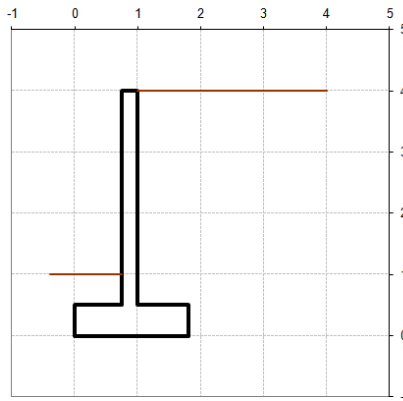
8.1 INPUT



OPERA [Esempio](#)

Combinazioni coefficienti parziali di verifica

SLU	Approccio 1	comb. 1	A1+M1+R1 EQU+M2	<input type="radio"/>
		comb. 2	A2+M2+R2 EQU+M2	<input type="radio"/>
	Approccio 2		A1+M1+R3 EQU+M2	<input checked="" type="radio"/>
	SLE (DM88)			<input type="radio"/>
altro			<input type="radio"/>	



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

PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOLGIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	22 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)	$c'1$	7.00	7.00	5.60
	Angolo di attrito del Terreno di Fondazione	(°)	$\phi'1$	23.00	23.00	18.76
	Peso Unità di Volume del Terreno di Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma'1$	19.00	19.00	19.00
	Peso Unità di Volume del Rinterro della Fondazione	(kN/m ³)	$\gamma'd$	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	0.153	(-)	
Coefficiente Amplificazione Stratigrafico	S_s	1.467	(-)	
Coefficiente Amplificazione Topografico	S_T	1	(-)	
Coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima	β_s	1	(-)	
Coefficiente sismico orizzontale	kh	0.224451	(-)	
Coefficiente sismico verticale	kv	0.1122	(-)	
Muro libero di traslare o ruotare		<input checked="" type="radio"/> si <input type="radio"/> no		

Coefficienti di Spinta			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+	0.397		0.397		0.487	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sisma -	kas-	0.437		0.437		0.535	
	Coeff. Di Spinta Passiva	kp	2.283		2.283		1.948	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma +	kps+	1.943		1.943		1.619	
	Coeff. Di Spinta Passiva Sismica sisma -	kps-	1.840		1.840		1.507	

Carichi Agenti					valori caratteristici	valori di progetto	
					SLE - sisma	STR/GEO	EQU
Carichi permanenti	Sovraccarico permanente	(kN/m ²)	qp	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	0.00	0.00	0.00
	Sovraccarico su zattera di monte						
	Forza Orizzontale in Testa permanente	(kN/m)	fp		0.00	0.00	0.00
	Forza Verticale in Testa permanente	(kN/m)	vp		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		2.60	3.90	3.90
	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
Condizioni Sismiche	Coefficienti di combinazione	condizione frequente Ψ_1			0.60	condizione quasi permanente Ψ_2	0.00
	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	C30/37	
Rck	37	(MPa)
fck	30	(MPa)
fcm	38	(MPa)
Ec	32837	(MPa)
α_{cc}	0.85	
γ_c	1.50	

$$f_{td} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17.00 \text{ (MPa)}$$

$$f_{ctm} = 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.90 \text{ (MPa)}$$

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	w1	0.2	mm
Quasi Permanente	w1	0.2	mm

Acciaio

tipo di acciaio	B450C	
f _{yk} =	450	(MPa)
γ_s =	1.15	
f _{yd} = f _{yk} / γ_s / γ_E =	391.30	(MPa)

$$E_s = 210000 \text{ (MPa)}$$

$$\epsilon_{ys} = 0.19\%$$

$$\text{coefficiente omogeneizzazione acciaio } n = 15$$

Copriferro (distanza asse armatura-bordo)

$$c = 9.00 \text{ (cm)}$$

Copriferro minimo di normativa (ricoprimento armatura)

$$c_{min} = 4.00 \text{ (cm)}$$

Interferro tra I e II strato

$$i_{I-II} = 5.00 \text{ (cm)}$$

Verifica allo Stato Limite Ultimo

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

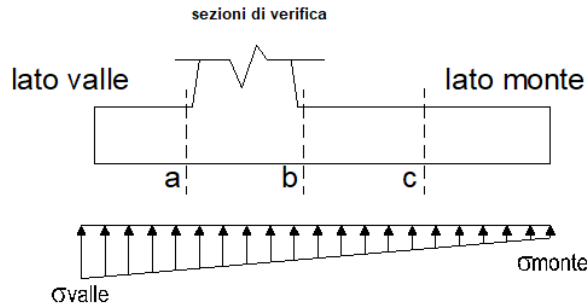
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.80 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.54 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N [kN]	M [kNm]	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_{monte} [kN/m ²]
statico	40.44	9.22	39.55	5.38
	40.44	9.22	39.55	5.38
sisma+	41.86	2.22	27.37	19.14
	41.86	2.22	27.37	19.14
sisma-	39.01	2.20	25.75	17.60
	39.01	2.20	25.75	17.60



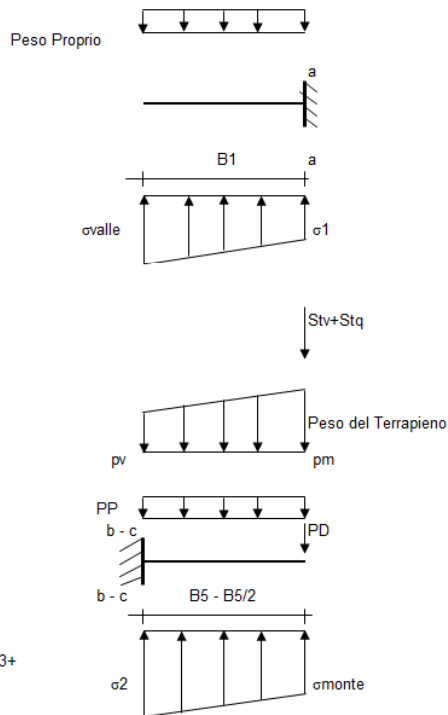
Mensola Lato Valle

Peso Proprio. PP = 12.50 (kN/m)

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

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

caso	σ_{valle} [kN/m ²]	σ_1 [kN/m ²]	M_a [kNm]	V_a [kN]
statico	39.55	25.31	6.27	14.95
	39.55	25.31	6.27	14.95
sisma+	27.37	23.94	3.71	9.90
	27.37	23.94	3.86	9.90
sisma-	25.75	22.35	3.56	8.69
	25.75	22.35	3.41	8.69



Mensola Lato Monte

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

	Nmin	N max stat	N max sism	
pm	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)

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

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

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

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

caso	σ_{monte} [kN/m ²]	σ_{2b} [kN/m ²]	M_b [kNm]	V_b [kN]	σ_{2c} [kN/m ²]	M_c [kNm]	V_c [kN]
statico	5.38	20.57	-0.66	0.38	12.98	-0.37	-1.33
	5.38	20.57	-0.66	0.38	12.98	-0.37	-1.33
sisma+	19.14	22.80	2.34	6.35	20.97	0.54	2.81
	19.14	22.80	2.34	6.35	20.97	0.54	2.81
sisma-	17.60	21.22	2.19	5.95	19.41	0.50	2.62
	17.60	21.22	2.19	5.95	19.41	0.50	2.62

PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	25 di 39

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

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

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

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

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

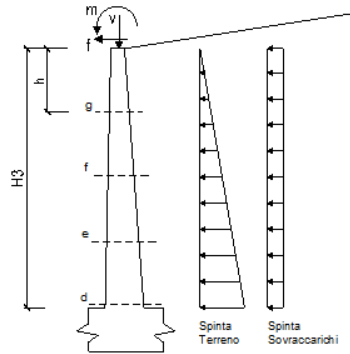
$$V_{t \text{ stat}} = \frac{1}{2} K_{a \text{ orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$$

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

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

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

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.75	0.00	0.00	6.83	6.83	7.00	10.94	17.94
e-e	1.31	0.00	0.00	5.12	5.12	7.00	8.20	15.20
f-f	0.88	0.00	0.00	3.41	3.41	7.00	5.47	12.47
g-g	0.44	0.00	0.00	1.71	1.71	7.00	2.73	9.73

sezione	h	Vt	Vq	V _{ext}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.75	0.00	0.00	3.90	3.90
e-e	1.31	0.00	0.00	3.90	3.90
f-f	0.88	0.00	0.00	3.90	3.90
g-g	0.44	0.00	0.00	3.90	3.90

condizione sismica +

sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	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	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.82	0.82	7.00	11.40	18.40
e-e	1.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.46	0.46	7.00	8.55	15.55
f-f	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	7.00	5.70	12.70
g-g	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05	7.00	2.85	9.85

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93
e-e	1.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.70
f-f	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.47	0.47
g-g	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.23	0.23

condizione sismica -

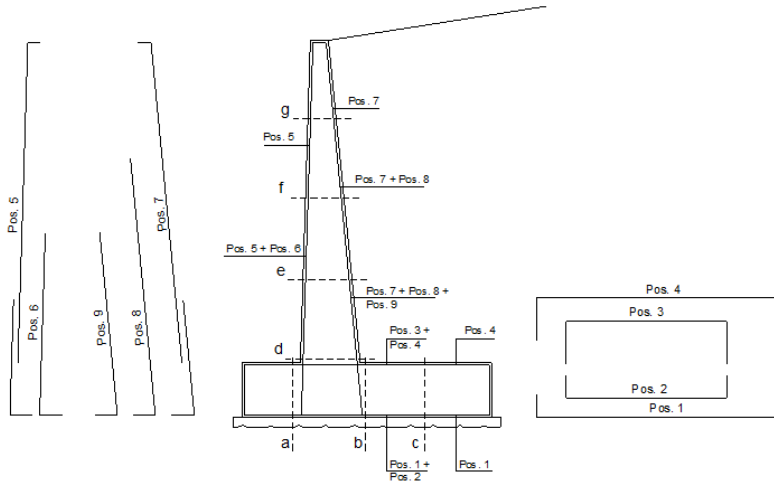
sezione	h	M _{t stat}	M _{t sism}	M _q	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.82	0.82	7.00	10.47	17.47
e-e	1.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.46	0.46	7.00	7.85	14.85
f-f	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	7.00	5.24	12.24
g-g	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05	7.00	2.62	9.62

sezione	h	V _{t stat}	V _{t sism}	V _q	V _{ext}	V _{inerzia}	V _{tot}
	[m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.93	0.93
e-e	1.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.70	0.70
f-f	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.47	0.47
g-g	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.23	0.23

**PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	26 di 39

SCHEMA DELLE ARMATURE

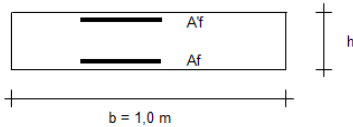


ARMATURE

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



- 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	6.27	0.00	0.50	30.32	7.70	436.02
b - b	2.34	0.00	0.50	30.32	7.70	147.07
c - c	0.54	0.00	0.50	7.70	7.70	137.69
d - d	6.83	17.94	0.25	23.40	7.70	118.73
e - e	5.12	15.20	0.25	23.40	7.70	118.60
f - f	3.41	12.47	0.25	23.40	7.70	118.47
g - g	1.71	9.73	0.25	7.70	7.70	63.19

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

Sez.	V _{Ed}	h	V _{rd}	ϕ staffe	i orizz.	i vert.	θ	V _{Rsd}	
(-)	(kN)	(m)	(kN)	(mm)	(cm)	(cm)	(°)	(kN)	
a - a	14.95	0.50	234.79	10	20	20	21.8	708.78	Armatura a taglio non necessaria
b - b	6.35	0.50	234.79	10	20	20	21.8	708.78	Armatura a taglio non necessaria
c - c	2.81	0.50	173.97	10	20	20	21.8	708.78	Armatura a taglio non necessaria
d - d	3.90	0.25	137.17	10	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
e - e	3.90	0.25	136.91	10	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
f - f	3.90	0.25	136.64	10	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria
g - g	3.90	0.25	94.43	10	20	20	21.8	276.60	Armatura a taglio non necessaria

Incidenza 70kg/m³

PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	27 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	0.00
Pm2 = $(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 10.94	10.94	9.84
Pm3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})/2$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pm4 = $(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 22.50	22.50	20.25
Pm5 = $(Bd \cdot Hd \cdot \gamma_{cls})$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pm = Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4 + Pm5	(kN/m) 33.44	33.44	30.09
- 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	0.00
Pt2 = $(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pt3 = $(B4 \cdot H3 \cdot \gamma)/2$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Sovr = $qp \cdot (B4 + B5)$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00
Pt = Pt1 + Pt2 + Pt3 + Sovr	(kN/m) 0.00	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		

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	0.00
Mm2 = $Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	(kNm/m) 9.57	9.57	8.61
Mm3 = $Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mm4 = $Pm4 \cdot (B/2)$	(kNm/m) 20.25	20.25	18.23
Mm5 = $Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mm = Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4 + Mm5	(kNm/m) 29.82	29.82	26.84
- 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	0.00
Mt2 = $Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mt3 = $Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Msovr = $Sovr \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/2 \cdot (B4 + B5))$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
Mt = Mt1 + Mt2 + Mt3 + Msovr	(kNm/m) 0.00	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		

INERZIA DEL MURO E DEL TERRAPIENO

- Inerzia orizzontale e verticale del muro (Ps)			
Ps h = $Pm \cdot kh$	(kN/m)	2.85	
Ps v = $Pm \cdot kv$	(kN/m)	1.43	
- Inerzia orizzontale e verticale del terrapieno a tergo del muro (Pts)			
Ptsh = $Pt \cdot kh$	(kN/m)	0.00	
Ptsh = $Pt \cdot kv$	(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)	1.28	
MPs3 h = $kh \cdot Pm3 \cdot (H2 + H3/3)$	(kNm/m)	0.00	
MPs4 h = $kh \cdot Pm4 \cdot (H2/2)$	(kNm/m)	0.48	
MPs5 h = $-kh \cdot Pm5 \cdot (Hd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs h = $MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.76	
- 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)	0.41	
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)	0.86	
MPs5 v = $kv \cdot Pm5 \cdot (B - Bd/2)$	(kNm/m)	0.00	
MPs v = $MPs1 + MPs2 + MPs3 + MPs4 + MPs5$	(kNm/m)	1.27	
- 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	

PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	28 di 39

CONDIZIONE STATICA

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
- Spinta totale condizione statica			
St = $0.5 \cdot \gamma \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot ka$	(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			
$Sp = \frac{1}{2} \cdot g_1 \cdot Hd^2 \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot Hd^2 \cdot kp + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot Hd^2) \cdot Hd$	(kN/m) 0.00	0.00	0.00

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

	SLE	STR/GEO	EQU
MSt1 = $St \cdot h \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSt2 = $St \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 perm = $Sq \text{ perm} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq1 acc = $Sq \text{ acc} \cdot ((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 perm = $Sq \text{ perm} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSq2 acc = $Sq \text{ acc} \cdot B$	(kNm/m) 0.00	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot kp / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot \gamma_1 \cdot kp^{0.5} + \gamma_1 \cdot kp \cdot Hd^2) \cdot Hd^2 / 2$	(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) 5.85	8.78	8.78
Mfext3 = $(vp + v) \cdot (B_1 + B_2 + B_3 / 2)$	(kNm/m) 6.13	6.13	5.51

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			
N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv \text{ perm} + Sqv \text{ acc}$	40.44	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = $Sth + Sqh + f$	3.90	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = $\text{tge} \cdot i'$	0.42	(-)	
Fs scorr.	(N'f + Sp) / T	4.40	> 1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO (EQU)

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = $Mm + Mt + Mfext3$	32.35	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = $MSt + MSq + Mfext1 + Mfext2 + MSp$	8.78	(kNm/m)	
Fs ribaltamento	Ms / Mr	3.69	> 1

VERIFICA CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE (STR/GEO)

Risultante forze verticali (N)			
N = $Pm + Pt + v + Stv + Sqv (+ \text{Sovr acc})$	Nmin 40.44	Nmax 40.44	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = $Sth + Sqh + f - Sp$	3.90	3.90	(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	27.17	27.17	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = $Xc \cdot N - MM$	9.22	9.22	(kNm/m)

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

PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	29 di 39

Fondazione Nastriforme

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

c'	coesione terreno di fondaz.	7.00		(kPa)
ϕ_1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.56		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
e = M / N	eccentricità	0.23	0.23	(m)
B* = B - 2e	larghezza equivalente	1.34	1.34	(m)

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

$N_q = 1g^2(45 + \phi/2)^2 e^{(1.75 \phi)}$	(1 in cond. nd)	8.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	18.05		(-)
$N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	8.20		(-)

I valori di i_c, i_q e i _{γ} sono stati valutati con le espressioni suggerite da Vesic (1975)

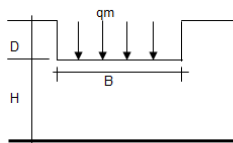
$i_q = (1 - T / (N + B^* c \cot \phi))^n$	(1 in cond. nd)	0.88	0.88	(-)
$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.86	0.86	(-)
$i_{\gamma} = (1 - T / (N + B^* c \cot \phi))^{n-1}$		0.82	0.82	(-)

(fondazione nastriforme m = 2)

q _{lim}	(carico limite unitario)	319.93	319.93	(kN/m ²)
------------------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = q_{lim} * B' / N	N_{min} 10.63	>	1.4
		N_{max} 10.63	>	

CEDIMENTO DELLA FONDAZIONE



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

N	40.44	(kN/m)
M	6.30	(kNm/m)
e=M/N	0.16	(m)
B*	1.49	(m)

Profondità Piano di Posa della Fondazione

D =	1.00	(m)
D/B* =	0.67	(m)
Hs/B* =	10.75	(m)

Carico unitario medio (qm)

$$q_m = N / (B - 2 \cdot e) = N / B^* = 27.17 \quad (\text{kN/mq})$$

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

$$\mu_0 = 0.931 \quad (-)$$

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

$$\mu_1 = 2.32 \quad (-)$$

Cedimento della fondazione

$$\delta = \mu_0 \cdot \mu_1 \cdot q_m \cdot B^* / E = 0.58 \quad (\text{mm})$$

CONDIZIONE SISMICA +

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1 sism = $0,5 \cdot \gamma_1 \cdot (1 + kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 perm = $q_0 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as}^+$	(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 * 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

$$S_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 + kv) \cdot Hd^2 \cdot k_{ps}^+ + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{+0.5} + \gamma_1 \cdot (1 + kv) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot Hd \quad (\text{kN/m})$$

PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	30 di 39

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO
- Condizione sismica +

	SLE	STR/GEO	EQU
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 = $\gamma_1 * Hd^{2.5} * kps^{0.75} / (3 + (2 * c^{1.1} * kps^{0.5} + \gamma_1 * kps * H2) * Hd^{2.2})$	(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)	6.13

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)			
N = Pm+ Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv	41.86	(kN/m)	
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh	2.85	(kN/m)	
Coefficiente di attrito alla base (f)			
f = tgφ1'	0.42	(-)	
Fs = (N*f + Sp) / T	6.23	>	1.1

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)			
Ms = Mm + Mt + Mfext3	35.95	(kNm/m)	
Momento ribaltante (Mr)			
Mr = MSst+MSsq+Mfext1+Mfext2+MSp+MPs+Mpts	0.49	(kNm/m)	
Fr = Ms / Mr	73.24	>	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)	41.86	41.86	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)			
T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs +Ps h + Ptsh - Sp	2.85		(kN/m)
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)			
MM = ΣM	35.45	35.45	(kNm/m)
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)			
M = Xc*N - MM	2.22	2.22	(kNm/m)

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

Fondazione Nastriforme

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

c1'	coesione terreno di fondaz.	7.00	(kN/mq)
φ1'	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00	(°)
γ1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.56	(kN/m³)
q0 = γd * H2'	sovraccarico stabilizzante	19.00	(kN/m²)
e = M / N	eccentricità	0.05	(m)
B' = B - 2e	larghezza equivalente	1.69	(m)

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

Nq = tg²(45 + φ/2) * e ^(tanφ * φ)	(1 in cond. nd)	8.66	(-)
Nc = (Nq - 1) / tg(φ)	(2+π in cond. nd)	18.05	(-)
Nγ = 2 * (Nq + 1) * tg(φ)	(0 in cond. nd)	8.20	(-)

PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	31 di 39

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

$$i_q = (1 - T / (N + B^*c \cot \phi))^m \quad (1 \text{ in cond. nd}) \quad \begin{matrix} 0.92 & 0.92 & (-) \\ i_c = i_q \cdot (1 - i_q) / (Nq - 1) & 0.91 & 0.91 & (-) \\ i_r = (1 - T / (N + B^*c \cot \phi))^{m+1} & 0.88 & 0.88 & (-) \end{matrix}$$

(fondazione nastriforme $m = 2$)

$$q_{lim} \quad (\text{carico limite unitario}) \quad \begin{matrix} 355.51 & 355.51 & (\text{kN/m}^2) \end{matrix}$$

$$\text{FS carico limite} \quad F = q_{lim} \cdot B^* / N \quad \begin{matrix} N_{min} & 14.38 & > & 1.4 \\ N_{max} & 14.38 & > & \end{matrix}$$

CONDIZIONE SISMICA -

SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Spinta condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
Sst1 stat = $0.5 \cdot \gamma_1 \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot k_a$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1 sism = $0.5 \cdot \gamma_1 \cdot (1 - kv) \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd)^2 \cdot k_{as} \cdot Sst1 \text{ stat}$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 perm = $qp \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1 acc = $qs \cdot (H_2 + H_3 + H_4 + Hd) \cdot k_{as}$	(kN/m)	0.00	0.00

- Componente orizzontale condizione sismica -

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

- Componente verticale condizione sismica -

Sst1v stat = Sst1 stat * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Sst1v sism = Sst1 sism * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v perm = Ssq1 perm * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00
Ssq1v acc = Ssq1 acc * $\sin \delta$	(kN/m)	0.00	0.00

- Spinta passiva sul dente

$$Sp = \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot (1 - kv) \cdot Hd^2 \cdot k_{ps} + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot (1 - kv) \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot Hd \quad (\text{kN/m}) \quad \begin{matrix} 0.00 & 0.00 & 0.00 \end{matrix}$$

MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

- Condizione sismica -

	SLE	STR/GEO	EQU
MSst1 stat = Sst1h stat * $((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSst1 sism = Sst1h sism * $((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 3 - Hd)$	(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 * $((H_2 + H_3 + H_4 + Hd) / 2 - Hd)$	(kNm/m)	0.00	0.00
MSsq2 = Ssq1v * B	(kNm/m)	0.00	0.00
MSp = $\gamma_1 \cdot Hd^3 \cdot k_{ps} / 3 + (2 \cdot c_1 \cdot k_{ps}^{0.5} + \gamma_1 \cdot k_{ps} \cdot H_2) \cdot Hd^2 / 2$	(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)	6.13

VERIFICA ALLO SCORRIMENTO

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + vp + vs + Sst1v + Ssq1v + Ps v + Ptsv \quad \begin{matrix} 39.01 & (\text{kN/m}) \end{matrix}$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sst1h + Ssq1h + fp + fs + Ps h + Ptsh \quad \begin{matrix} 2.85 & (\text{kN/m}) \end{matrix}$$

Coefficiente di attrito alla base (f)

$$f = \text{tge} \cdot i \quad \begin{matrix} 0.42 & (-) \end{matrix}$$

$$F_s = (N \cdot f + Sp) / T \quad \begin{matrix} 5.81 & > & 1.1 \end{matrix}$$

VERIFICA AL RIBALTAMENTO

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + Mfext3 \quad \begin{matrix} 35.95 & (\text{kNm/m}) \end{matrix}$$

Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSst + MSsq + Mfext1 + Mfext2 + MSP + MPp + Mpts \quad \begin{matrix} 3.03 & (\text{kNm/m}) \end{matrix}$$

$$Fr = Ms / Mr \quad \begin{matrix} 11.85 & > & 1 \end{matrix}$$

PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	32 di 39

VERIFICA A CARICO LIMITE DELLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)	Nmin	Nmax	
$N = P_m + P_t + v_p + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_s v + P_{tsv}$	39.01	39.01	(kN/m)
Risultante forze orizzontali (T)	2.85		(kN/m)
$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_p + f_s + P_s h + P_{tsh} - S_p$			
Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)	32.91	32.91	(kNm/m)
$MM = \sum M$			
Momento rispetto al baricentro della fondazione (M)	2.20	2.20	(kNm/m)
$M = \sum X_c \cdot N - MM$			

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.	7.00		(kN/mq)
$\phi1'$	angolo di attrito terreno di fondaz.	23.00		(°)
γ_1	peso unità di volume terreno fondaz.	14.56		(kN/m ³)
$q_0 = \gamma \cdot d \cdot H_2'$	sovraccarico stabilizzante	19.00		(kN/m ²)
$e = M / N$	eccentricità	0.06	0.06	(m)
$B^* = B - 2e$	larghezza equivalente	1.69	1.69	(m)

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

$N_q = \tan^2(45 + \phi/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi \cdot \phi)}$	(1 in cond. nd)	8.66		(-)
$N_c = (N_q - 1) / \tan(\phi)$	(2+ π in cond. nd)	18.05		(-)
$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan(\phi)$	(0 in cond. nd)	8.20		(-)

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

$i_q = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^m$	(1 in cond. nd)	0.92	0.92	(-)
$i_c = i_q \cdot (1 - i_q) / (N_q - 1)$		0.91	0.91	(-)
$i_\gamma = (1 - T / (N + B \cdot c' \cdot \cot \phi))^{m+1}$		0.88	0.88	(-)

(fondazione nastriforme $m = 2$)

q_{lim}	(carico limite unitario)	353.59	353.59	(kN/m ²)
-----------	--------------------------	--------	--------	----------------------

FS carico limite	F = $q_{lim} \cdot B^* / N$	Nmin	15.29	>	1.4
		Nmax	15.29	>	

8.3 SLE

VERIFICA A FESSURAZIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

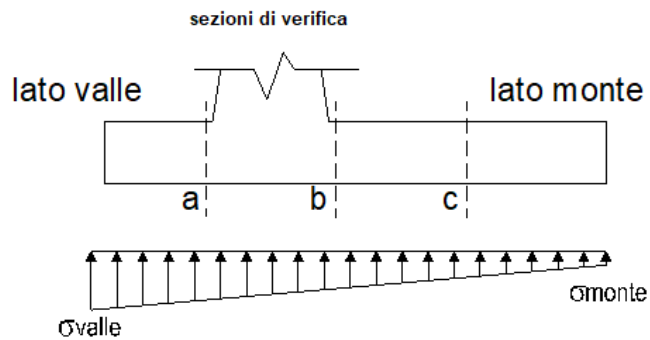
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.80 \quad (m^2)$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.54 \quad (m^3)$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Freq.	40.44	6.30	34.13	10.80
	40.44	6.30	34.13	10.80
Q.P.	40.44	6.30	34.13	10.80
	40.44	6.30	34.13	10.80

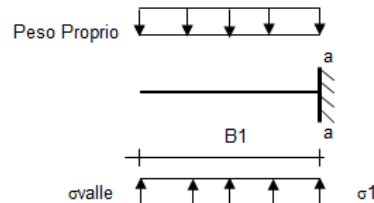


Mensola Lato Valle

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}	σ_1	Ma
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	34.13	24.41	5.17
	34.13	24.41	5.17
Q.P.	34.13	24.41	5.17
	34.13	24.41	5.17



Mensola Lato Monte

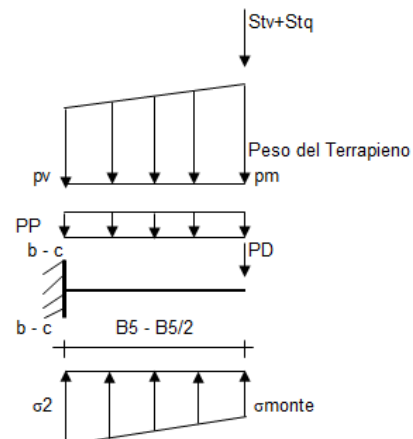
PP = 12.50 (kN/m²) peso proprio soletta fondazione
PD = 0.00 (kN/m) peso proprio dente

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

$$Mb = (\sigma_{monte} - (p_{vb} + PP)) \cdot B^2 / 2 + (\sigma_{2b} - \sigma_{monte}) \cdot B^2 / 6 - (p_m - p_{vb}) \cdot B^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot B^2 \cdot PD \cdot (B_5 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

$$Mc = (\sigma_{monte} - (p_{vc} + PP)) \cdot (B_5 / 2)^2 / 2 + (\sigma_{2c} - \sigma_{monte}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 6 - (p_m - p_{vc}) \cdot (B_5 / 2)^2 / 3 - (Stv + Sqv) \cdot (B_5 / 2) \cdot PD \cdot (B_5 / 2 - Bd / 2) + M_{sp} + Sp \cdot H^2 / 2$$

caso	σ_{monte}	σ_{2b}	Mb	σ_{2c}	Mc
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
Freq.	10.80	21.17	0.56	15.99	0.00
	10.80	21.17	0.56	15.99	0.00
Q.P.	10.80	21.17	0.56	15.99	0.00
	10.80	21.17	0.56	15.99	0.00



PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	34 di 39

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

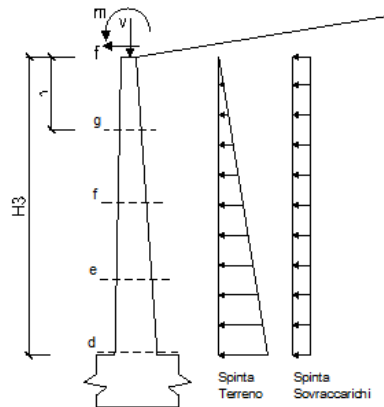
Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

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

$$N_{ext} = v$$



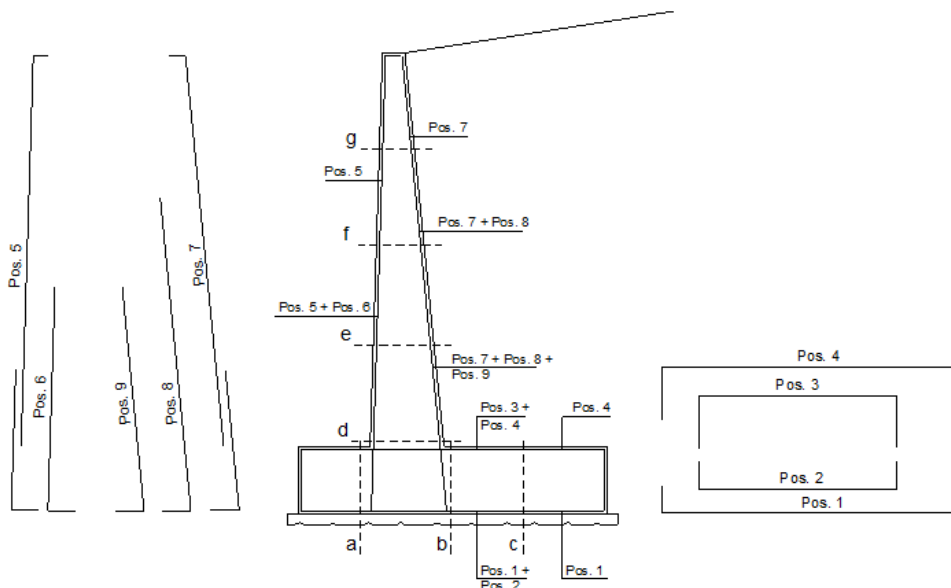
condizione Frequente

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	1.75	0.00	0.00	2.73	2.73	7.00	10.94	17.94
e-e	1.31	0.00	0.00	2.05	2.05	7.00	8.20	15.20
f-f	0.88	0.00	0.00	1.37	1.37	7.00	5.47	12.47
g-g	0.44	0.00	0.00	0.68	0.68	7.00	2.73	9.73

condizione Quasi Permanente

sezione	h	Mt	Mq	M _{ext}	M _{tot}	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	10.94	17.94
e-e	1.31	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	8.20	15.20
f-f	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	5.47	12.47
g-g	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	7.00	2.73	9.73

SCHEMA DELLE ARMATURE



PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

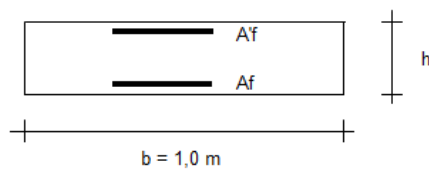
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	35 di 39

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



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	5.17	0.00	0.50	30.32	7.70	0.18	4.77	0.005	0.200
b - b	0.56	0.00	0.50	30.32	7.70	0.03	1.91	0.002	0.200
c - c	0.00	0.00	0.50	7.70	7.70	0.00	0.01	0.000	0.200
d - d	2.73	17.94	0.25	23.40	7.70	0.50	3.97	0.004	0.200
e - e	2.05	15.20	0.25	23.40	7.70	0.37	2.57	0.002	0.200
f - f	1.37	12.47	0.25	23.40	7.70	0.24	1.21	0.001	0.200
g - g	0.68	9.73	0.25	7.70	7.70	0.12	0.02	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	5.17	0.00	0.50	30.32	7.70	0.18	4.77	0.005	0.200
b - b	0.56	0.00	0.50	30.32	7.70	0.03	1.91	0.002	0.200
c - c	0.00	0.00	0.50	7.70	7.70	0.00	0.01	0.000	0.200
d - d	0.00	17.94	0.25	23.40	7.70	0.00	-	-	0.200
e - e	0.00	15.20	0.25	23.40	7.70	0.00	-	-	0.200
f - f	0.00	12.47	0.25	23.40	7.70	0.00	-	-	0.200
g - g	0.00	9.73	0.25	7.70	7.70	0.00	-	-	0.200

sez. compressa
sez. compressa
sez. compressa
sez. compressa

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

VERIFICHE TENSIONE

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Reazione del terreno

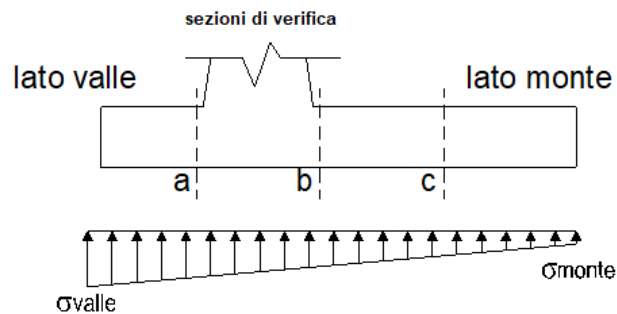
$$\sigma_{valle} = N / A + M / W_{gg}$$

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

$$A = 1.0 \cdot B = 1.80 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$W_{gg} = 1.0 \cdot B^2 / 6 = 0.54 \text{ (m}^3\text{)}$$

caso	N	M	σ_{valle}	σ_{monte}
	[kN]	[kNm]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
statico	40.44	6.30	34.13	10.80
	40.44	6.30	34.13	10.80
sisma+	41.86	2.22	27.37	19.14
	41.86	2.22	27.37	19.14
sisma-	39.01	2.20	25.75	17.60
	39.01	2.20	25.75	17.60

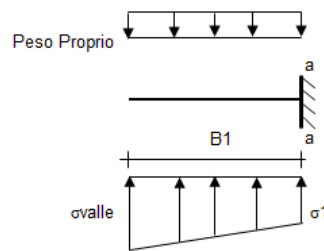


Mensola Lato Valle

$$PP = 12.50 \text{ (kN/m)}$$

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

caso	σ_{valle}	σ_1	M_a
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	34.13	24.41	5.17
	34.13	24.41	5.17
sisma+	27.37	23.94	3.71
	27.37	23.94	3.71
sisma-	25.75	22.35	3.56
	25.75	22.35	3.56



Mensola Lato Monte

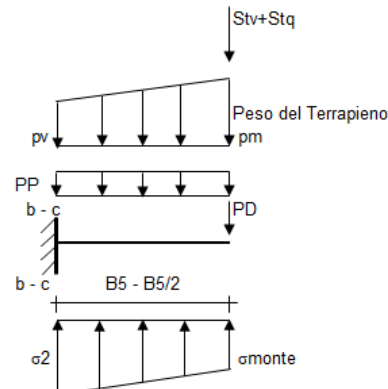
$$PP = 12.50 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad \text{peso proprio soletta fondazione}$$

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

caso	Nmin	N max stat	N max sism
	pm	0.00	0.00
pvb	0.00	0.00	0.00
pvc	0.00	0.00	0.00

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

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



caso	σ_{monte}	σ_{2b}	M_b	σ_{2c}	M_c
	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kNm]	[kN/m ²]	[kNm]
statico	10.80	21.17	0.56	15.99	0.00
	10.80	21.17	0.56	15.99	0.00
sisma+	19.14	22.80	2.34	20.97	0.54
	19.14	22.80	2.34	20.97	0.54
sisma-	17.60	21.22	2.19	19.41	0.50
	17.60	21.22	2.19	19.41	0.50

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo

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

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

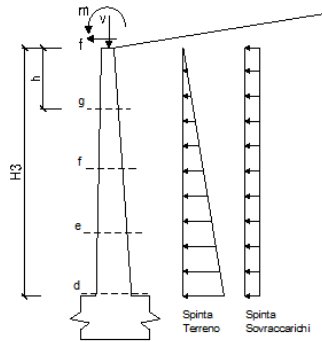
$$M_q = \frac{1}{2} K_{a_{orizz}} \cdot q \cdot h^2$$

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

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

$$N_{ext} = v$$

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



condizione statica

sezione	h	Mt	Mq	Mext	Mtot	Next	Npp	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.75	0.00	0.00	4.55	4.55	7.00	10.94	17.94
e-e	1.31	0.00	0.00	3.41	3.41	7.00	8.20	15.20
f-f	0.88	0.00	0.00	2.28	2.28	7.00	5.47	12.47
g-g	0.44	0.00	0.00	1.14	1.14	7.00	2.73	9.73

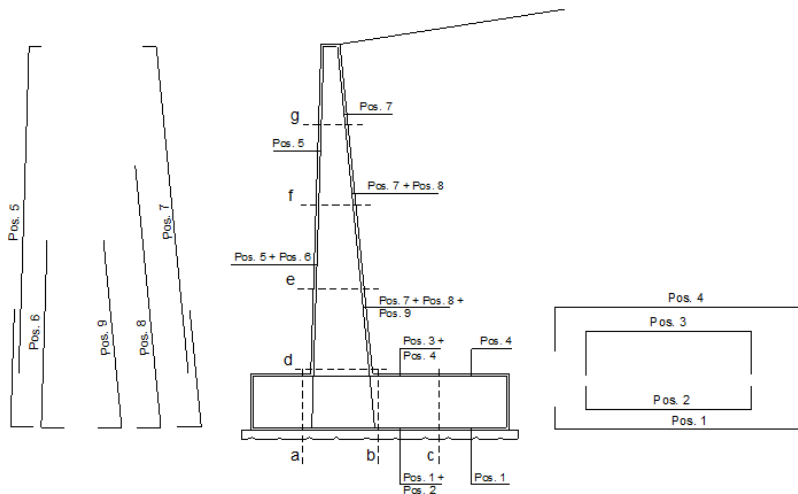
condizione sismica +

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.82	0.82	7.00	11.40	18.40
e-e	1.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.46	0.46	7.00	8.55	15.55
f-f	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	7.00	5.70	12.70
g-g	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05	7.00	2.85	9.85

condizione sismica -

sezione	h	Mt stat	Mt sism	Mq	Mext	Minerzia	Mtot	Next	Npp+inerzia	Ntot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.82	0.82	7.00	10.47	17.47
e-e	1.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.46	0.46	7.00	7.85	14.85
f-f	0.88	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	7.00	5.24	12.24
g-g	0.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.05	0.05	7.00	2.62	9.62

SCHEMA DELLE ARMATURE



PIAZZALE PT01
RELAZIONE DI CALCOLO MURI

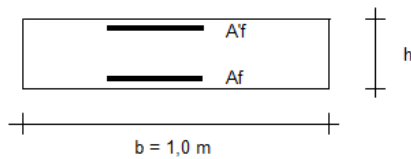
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50 D 29	CL	PT01 00 001	A	38 di 39

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



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

Condizione Statica


Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	5.17	0.00	0.50	30.32	7.70	0.18	4.77
b - b	0.56	0.00	0.50	30.32	7.70	0.03	1.91
c - c	0.00	0.00	0.50	7.70	7.70	0.00	0.01
d - d	4.55	17.94	0.25	23.40	7.70	0.86	9.51
e - e	3.41	15.20	0.25	23.40	7.70	0.65	6.69
f - f	2.28	12.47	0.25	23.40	7.70	0.43	3.89
g - g	1.14	9.73	0.25	7.70	7.70	0.24	2.43

Condizione Sismica

Sez.	M	N	h	Af	A'f	σc	σf
(-)	(kNm)	(kN)	(m)	(cm ²)	(cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
a - a	3.71	0.00	0.50	30.32	7.70	0.13	3.42
b - b	2.19	0.00	0.50	30.32	7.70	0.13	7.43
c - c	0.50	0.00	0.50	7.70	7.70	0.03	1.70
d - d	0.82	18.40	0.25	23.40	7.70	0.14	-
e - e	0.46	15.55	0.25	23.40	7.70	0.09	-
f - f	0.20	12.70	0.25	23.40	7.70	0.06	-
g - g	0.05	9.85	0.25	7.70	7.70	0.04	-

sez. compressa
sez. compressa
sez. compressa
sez. compressa

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

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO PIAZZALI					
	PIAZZALE PT01 RELAZIONE DI CALCOLO MURI	COMMESSA RS3E	LOTTO 50 D 29	CODIFICA CL	DOCUMENTO PT01 00 001	REV. A

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	23	°
Altezza paramento	2.85	m
Spessore paramento	0.3	m
Coordinata X paramento	0.9	m
B fondazione	1.8	m
S fondazione	0.5	m
Ricoprimento	0.6	m
F urto	100	kN
h applicazione	2.1	m
Momento agente	210	kN*m
M stabilizzante	39.5	kN*m
L lim	5.3	m
Forza massima $=N \cdot \text{tg}(\phi)$	16.9	kN
L lim	12.4	m