

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

PROGETTO DEFINITIVO

LINEA AV/AC VERONA - PADOVA

SUB TRATTA VERONA – VICENZA

1° SUB LOTTO VERONA – MONTEBELLO VICENTINO

RELAZIONE

OPERE D'ARTE: RI68

RI68: MURO DI SOSTEGNO IN DX L=1188.31 m DAL Km 29+200 AL Km 30+404.979– RELAZIONE DI CALCOLO

GENERAL CONTRACTOR		ITALFERR S.p.A.	SCALA:
 Progettista integrato Franco Persio Bocchetto Dottore in Ingegneria Civile iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma al n° 8664 – Sez. A settore Civile ed Ambientale	Consorzio IRICAV DUE Project Manager		<div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 30px; text-align: center; margin: 0 auto;">-</div>

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

00
D
12
CL
RI6805
001
B

	VISTO ATI BONIFICA	
	Firma	Data
	Ing. F. P. Bocchetto	

Programmazione

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista integrato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione	A.Lombardi 	30/03/2015	V.Capata 	03/04/2015	V.Capata 	13/04/2015	V.Capata 02/07/2015
B	Revisione	A.Lombardi 	30/06/2015	V.Capata 	01/07/2015	V.Capata 	02/07/2015	

File: 00-D-12-CL-RI6805-001-B	CUP.:	n. Elab.:
-------------------------------	-------	-----------

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	DESCRIZIONE DELLE OPERE DA REALIZZARE	4
3	DOCUMENTAZIONE E NORMATIVA DI RIFERIMENTO	9
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	10
5	SISMICITA' DELL'AREA	13
6	CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA	15
7	AZIONI SUL MURO E SUI PALI DI FONDAZIONE	18
7.1	Spinte in condizioni statiche	18
7.2	Peso proprio della struttura	18
7.3	Azione sismica	18
7.4	Spinte in condizioni sismiche	23
7.5	Sovraccarichi permanenti	25
7.6	Sovraccarichi accidentali	25
7.7	Combinazioni di carico	27
8	VERIFICHE SUL MURO (calcolo delle caratteristiche di sollecitazione)	29
8.1	Stato Limite di Esercizio (Spinta a riposo)	30
8.2	Stato Limite Ultimo - STR (Spinta a riposo)	38
8.3	Stato Limite Ultimo - SLV (Spinta sismica)	46
8.4	Riepilogo dei valori delle sollecitazioni	57
9	VERIFICHE SUI PALI DI FONDAZIONE (caratteristiche di sollecitazione)	59
10	VERIFICHE DI PORTANZA DEI PALI DI FONDAZIONE	65
11	DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE STATICHE	70
11.1	Verifiche a fessurazione	70
11.2	Verifiche a pressoflessione allo Stato Limite Ultimo	72
11.3	Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo	74
11.3.1	Verifiche della sezione in assenza di armatura di taglio	74
11.3.2	Verifiche della sezione in presenza di armatura di taglio	75
12	RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI	78

12.1	Risultati verifiche a pressoflessione-muro	78
12.2	Risultati verifiche a pressoflessione e taglio-palo di fondazione	87
12.3	Risultati verifiche a taglio	92
12.3.1	Paramento	92
12.3.2	Fondazione	93
12.3.3	Palo di fondazione	94

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI6805-001-A - OPERE D'ARTE: RI68: MURO DI SOSTEGNO IN DX L=1188.31 m DAL Km 29+200 AL Km 30+404.979- RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 4di 95

1 INTRODUZIONE

Nell'ambito del lotto 3 della nuova linea ferroviaria AV/AC Verona – Padova è prevista la realizzazione di tratti di rilevato in affiancamento a quello della linea storica. Nella presente relazione è effettuato il progetto geotecnico e strutturale del muro di contenimento del nuovo rilevato compreso tra le progressive Km 29+200 e Km 30+404.979. La struttura è del tipo “a mensola” e, considerata l'altezza del terrapieno da sostenere, fondata su pali di grande diametro disposti secondo una maglia di tipo rettangolare.

2 DESCRIZIONE DELLE OPERE DA REALIZZARE

In tale tratto, come già accennato, il tracciato si sviluppa “in affiancamento” alla linea storica in rilevato. L'altezza dei rilevati è variabile tra 6.50 e 7.50 m mentre i terreni di fondazione sono costituiti in prevalenza da limi argilloso-sabbiosi ed argille limose di notevole compressibilità e caratteristiche di resistenza piuttosto modeste. Per tale motivo affinché l'opera di sostegno potesse avere le prestazioni richieste dalla Normativa vigente sia in fase statica sia sismica è stato necessario fondare il muro su pali lunghi 25 m intestati nelle sabbie (talvolta ghiaie) di base.

Nel tratto analizzato il muro presenta le seguenti caratteristiche:

- altezza (max) paramento= 6.50 m;
- spessore del muro in testa= 0.40 m;
- pendenza del paramento: 1/10;
- spessore fondazione= 1.00 m
- larghezza fondazione= 5.10 m;
- lunghezza suola lato valle= 1.30 m;
- lunghezza suola lato monte= 2.75 m;
- aggetto di valle=0.65 m
- diametro pali di fondazione= 1.00 m passo 3 m (interasse trasversale= 3.5 m)
- barbacani: Ø= 100 mm disposti ad interasse longitudinale= 3 m
- canaletta in testa (dimensioni= 0.5 x 0.6 m)

- tubo microfessurato a tergo: $\varnothing = 150$ mm

Nelle figure che seguono si riportano la carpenterie del muro.

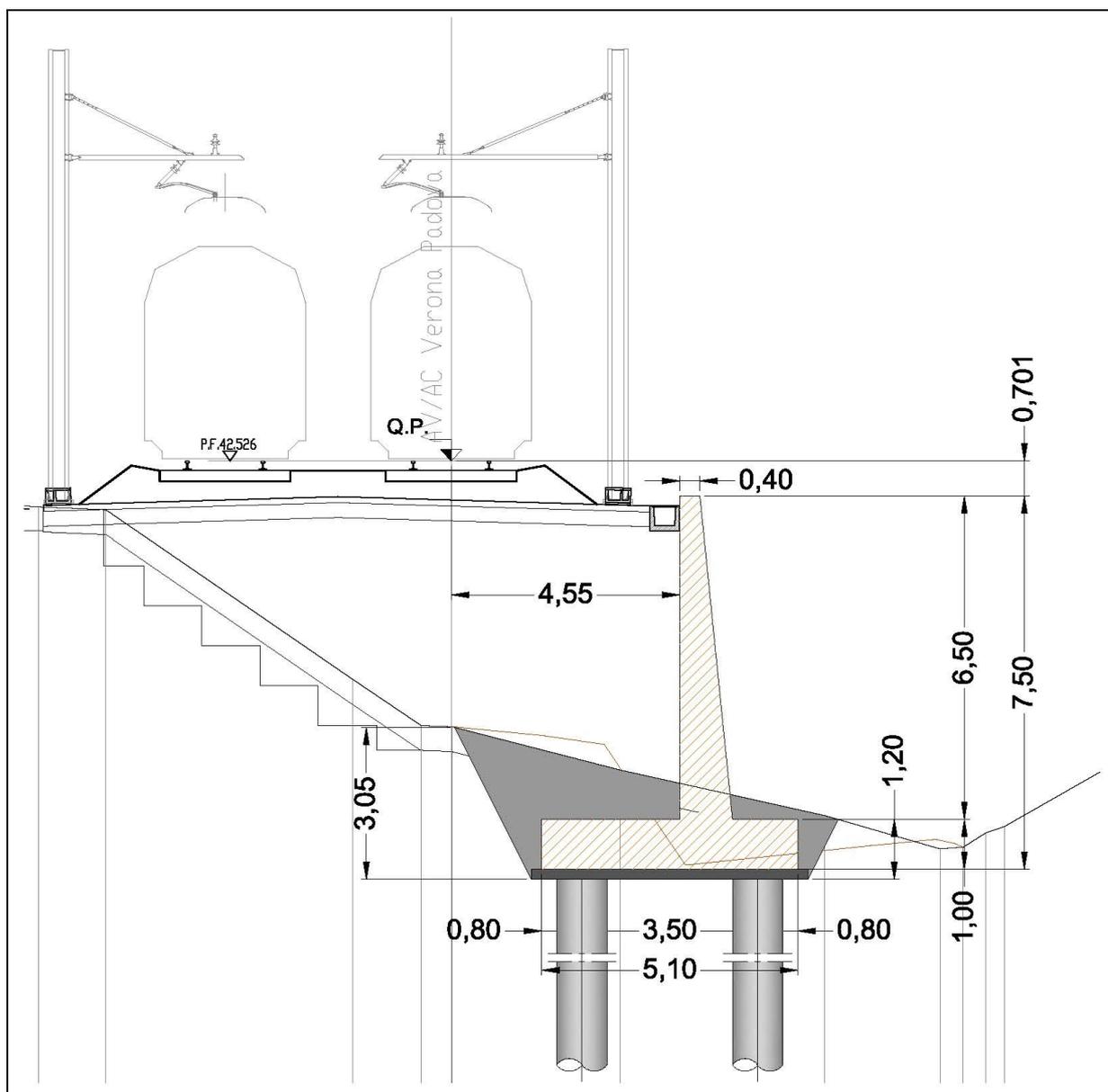


Figura 1: sezione trasversale di carpenteria del muro

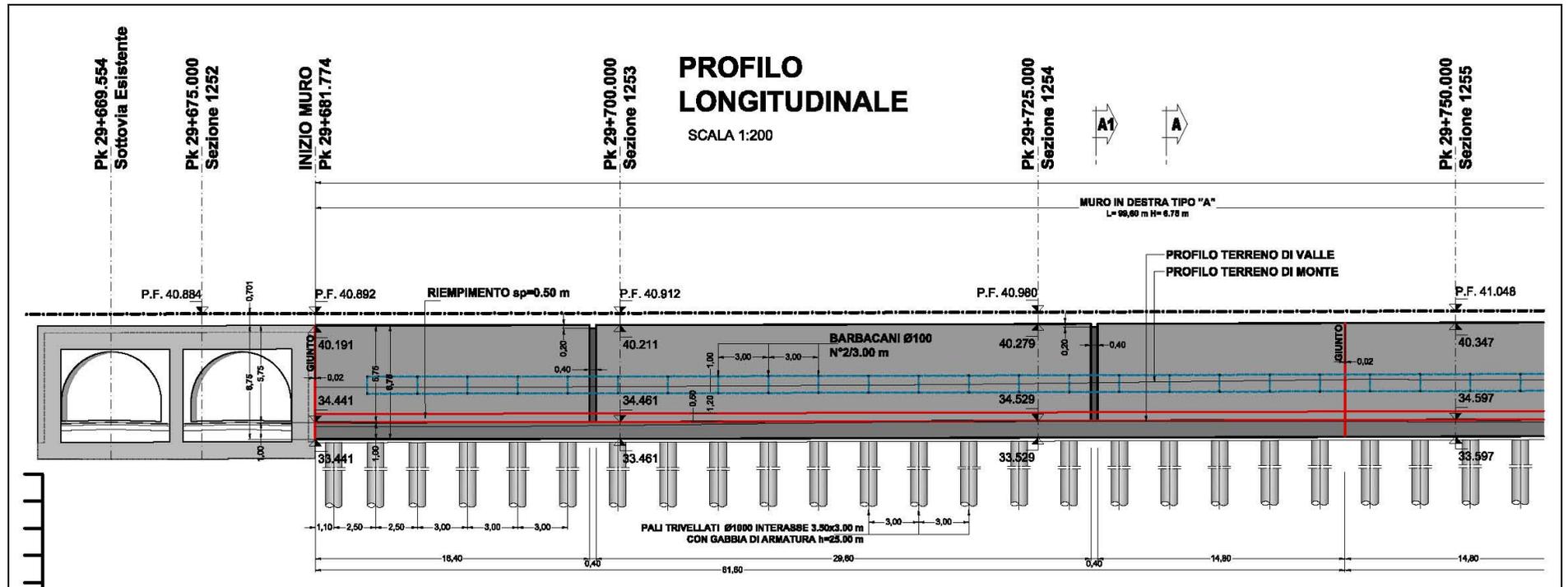


Figura 2: prospetto del muro (stralcio)

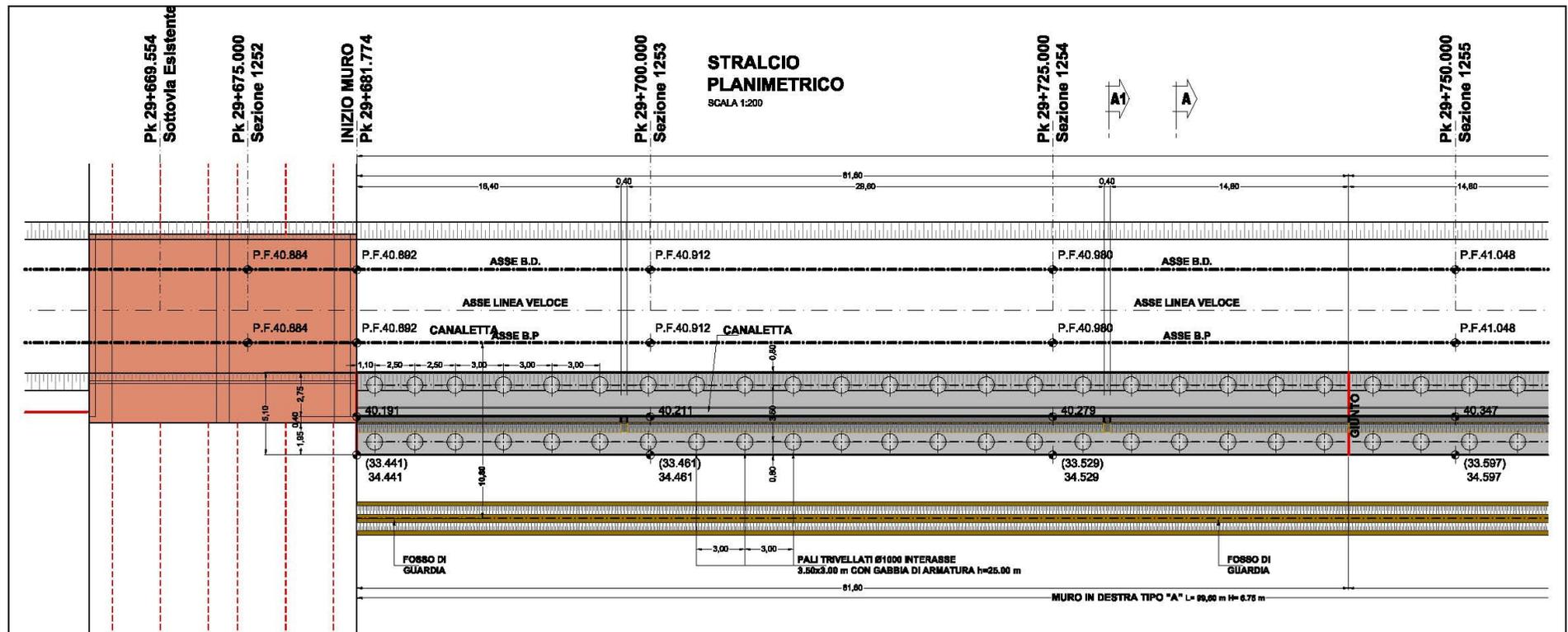


Figura 3: vista in pianta del muro (stralcio)

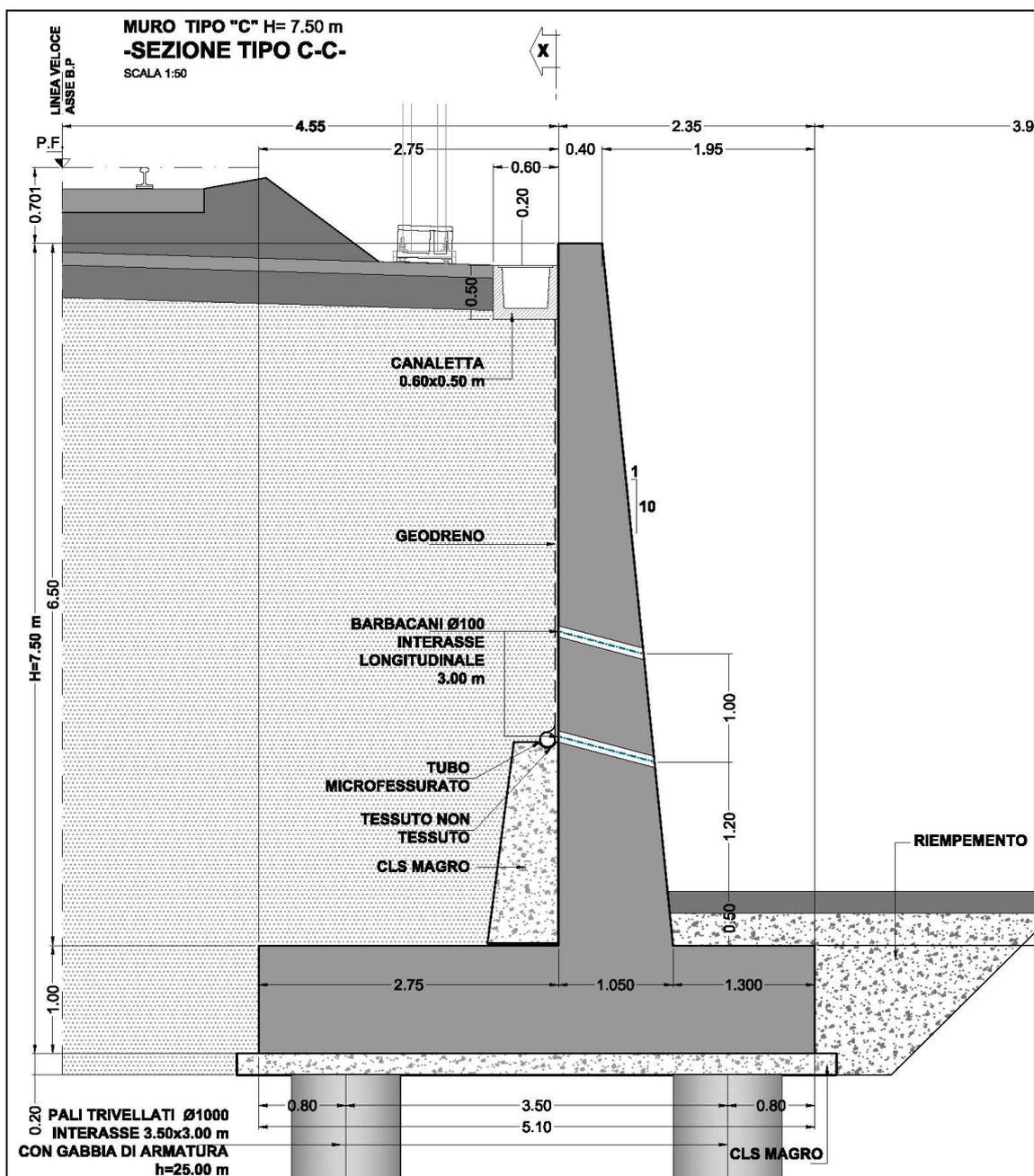


Figura 4: sezione trasversale di dettaglio

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI6805-001-A - OPERE D'ARTE: RI68: MURO DI SOSTEGNO IN DX L=1188.31 m DAL Km 29+200 AL Km 30+404.979- RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 9 di 95

3 DOCUMENTAZIONE E NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Infrastrutture ferroviarie strategiche definite dalla legge obiettivo n. 443/01 - progetto preliminare – tratta AV/AC Verona – Padova - Studio geologico.
- Nuove norme tecniche per le costruzioni- Decreto ministeriale (infrastrutture) 14 gennaio 2008.
- Circolare n. 617/CSLLPP del 2-02-2009 “Istruzioni per l’applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”.
- UNI ENV 1992-1-1 “Eurocodice2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo- Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici”.
- Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie (RFI DTC INC CS SP IFS 001 A)

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione delle strutture sono previsti i seguenti materiali:

Calcestruzzo paramento

Classe di resistenza: C32-40

Classe di esposizione: XC4

$R_{ck} \geq 40$ MPa

resistenza caratteristica cubica;

$f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 33.2$ MPa

resistenza caratteristica cilindrica;

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ MPa

$E = 22000 * [f_{cm}/10]^{0.3} = 33643$ MPa

modulo elastico;

$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 33.2 / 1.5 * 0.85 = 18.81$ MPa

resistenza cilindrica di progetto

$\alpha_{cc} = 0.85$ nel caso di resistenze di lunga durata

$f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} = 3.10$ MPa

resistenza media a trazione;

$f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.17$ MPa

resistenza caratteristica a trazione;

$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44$ MPa

resistenza a trazione di calcolo.

Massime tensioni ammesse in condizioni di esercizio:

$\sigma_{f,max} = 0.45 * f_{ck} = 14.94$ MPa

per combinazioni caratteristiche quasi permanenti;

$\sigma_{f,max} = 0.60 * f_{ck} = 19.92$ MPa

per combinazioni caratteristiche rare.

- Massimo valore di apertura delle fessure: $w_k = 0.20$ mm (per combinazione di carico quasi permanente ed acciaio poco sensibile alla corrosione).
- Copriferro minimo = 50 mm

Calcestruzzo strutture di fondazione

Classe di resistenza: C32-40

Classe di esposizione: XC2

 $R_{ck} \geq 40$ MPa

resistenza caratteristica cubica;

 $f_{ck} = 0.83 * R_{ck} = 33.2$ MPa

resistenza caratteristica cilindrica;

 $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.2$ MPa $E = 22000 * [f_{cm}/10]^{0.3} = 33643$ MPa

modulo elastico;

 $f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c = 33.2 / 1.5 * 0.85 = 18.81$ MPa

resistenza cilindrica di progetto;

 $\alpha_{cc} = 0.85$ nel caso di resistenze di lunga durata $f_{ctm} = 0.3 * (f_{ck})^{2/3} = 3.10$ MPa

resistenza media a trazione;

 $f_{ctk} = 0.7 * f_{ctm} = 2.17$ MPa

resistenza caratteristica a trazione;

 $f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.44$ MPa

resistenza a trazione di calcolo.

Massime tensioni ammesse in condizioni di esercizio:

 $\sigma_{f,max} = 0.45 * f_{ck} = 14.94$ MPa

per combinazioni caratteristiche quasi permanenti;

 $\sigma_{f,max} = 0.60 * f_{ck} = 19.92$ MPa

per combinazioni caratteristiche rare;

- Massimo valore di apertura delle fessure: $w_k = 0.30$ mm (per combinazione di carico quasi permanente ed acciaio poco sensibile alla corrosione).
- Copriferro minimo = 50 mm

Calcestruzzo per sottofondo e rinfianco

Riferimento Norma Europea UNI EN 206

Classe di resistenza: C12/15

Classe di esposizione: X0

Acciaio

Per barre ad aderenza migliorata: B450 C

Per rete elettrosaldada ad aderenza migliorata: B450 C

- ✓ $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$
- ✓ $f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$
- ✓ $1.15 \leq (f_t / f_y)_k < 1.35$
- ✓ $(f_t / f_{y,nom})_k \leq 1.35$
- ✓ Allungamento = $A_{gt,k} \geq 7.5\%$

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI6805-001-A - OPERE D'ARTE: RI68: MURO DI SOSTEGNO IN DX L=1188.31 m DAL Km 29+200 AL Km 30+404.979- RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 13di 95

5 SISMICITA' DELL'AREA

Per la definizione dei parametri che caratterizzano l'azione sismica si faccia riferimento al documento 00-D-I2-RH-000000-001-A (Relazione Sismica). Di seguito si riporta la mappa dell'accelerazione massima attesa al sito allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per una categoria di suolo "D" ed un tempo di ritorno $T_r = 1500$ anni nel tratto in esame. Il valore di accelerazione massima attesa in superficie allo Stato Limite SLV risulta variabile tra 0.339 e 0.343 g. Gli effetti del sisma sulle strutture viene valutato nel paragrafo 7.3.

LEGENDA

0.341g



Accelerazione orizzontale massima attesa in superficie (SLV; $T_R=1500$ anni)

Categoria di sottosuolo (Tabella 3.2 II, NTC 2008)



Categoria "C"



Categoria "D"



Asse ferroviario di progetto

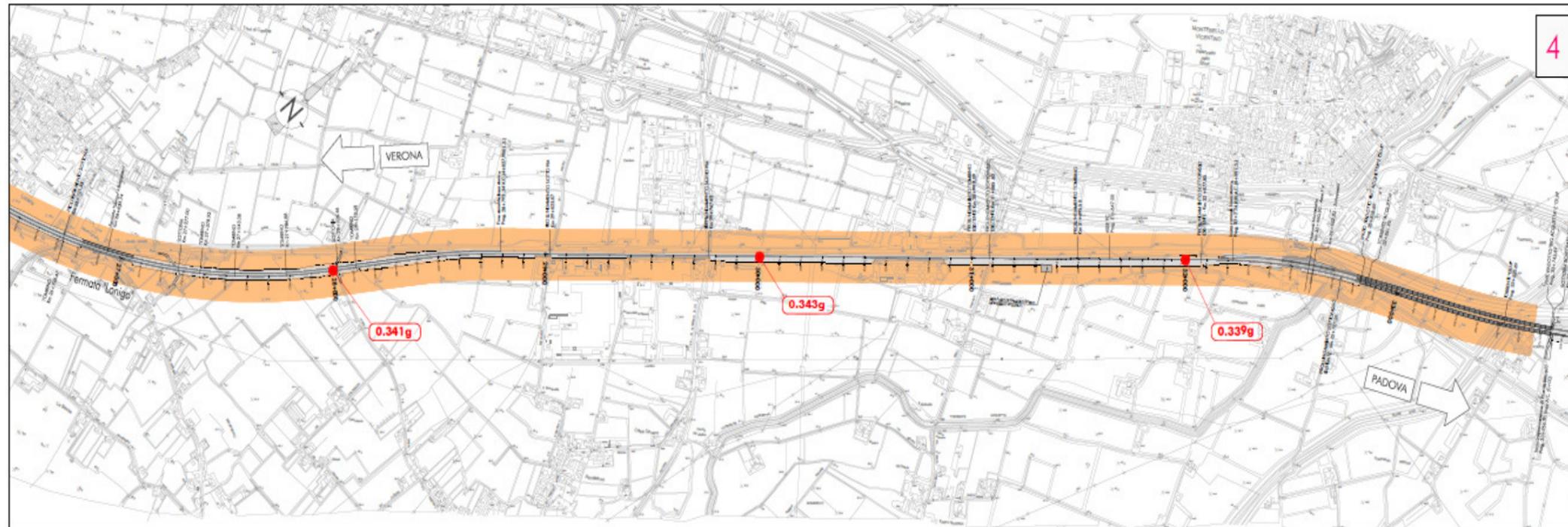


Figura 5: accelerazione orizzontale massima attesa in superficie nel tratto in esame (categoria suolo: D; SLV; $T_R=1500$ anni)

6 CARATTERIZZAZIONE STRATIGRAFICA E GEOTECNICA

Gli elementi ricavati dai sondaggi attraverso le misure in situ, unitamente ai risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati (tra il 2003 e il 2015), hanno condotto a definire le caratteristiche geotecniche da attribuire ai singoli strati. Per la stratigrafia di dettaglio del tratto compreso tra le progressive di progetto del muro si rimanda agli elaborati grafici specifici. Nella figura che segue si riporta uno stralcio del profilo geotecnico di progetto per il tratto interessato dal muro su pali.

La caratterizzazione geotecnica di dettaglio, riportata nei seguenti documenti,

- 00-D-I-2-RB-R-I0090-001-A (RILEVATO DA Km 27+600 A Km 29+400– RELAZIONE GEOTECNICA);
- 00-D-I-2-RB-R-I00A-001-A (RILEVATO DA Km 29+400 A Km 32+690,08 – RELAZIONE GEOTECNICA).

ha consentito di stimare i seguenti parametri di resistenza e di deformabilità per le unità geotecniche interessate dall'esecuzione dell'opera:

unità	litotipo	γ	ϕ	c'	E	c_c	c_s	E_{ed} (50-100 kPa)
[-]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]	[-]	[MPa]
LS-AL	limi sabbiosi-argille limose	18.5-19.1	26	15	-	0.30-0.33	0.05	3.3-3.9
SFM	sabbie-sabbie medie e sabbie limose grossolane	18.5	34	5-10	80	-	-	-
G	ghiaie	20	38	5	150	-	-	-

Figura 6: tabella dei parametri di resistenza e di deformabilità dei terreni interessati dalla costruzione dell'opera

Legenda:

γ : peso di volume;

c' : coesione efficace;

ϕ' : angolo di resistenza al taglio;

E: modulo di Young;

c_c : indice di compressione;

c_s : indice di rigonfiamento;

E_{ed} : modulo edometrico nell'intervallo di carico 50-100 kPa

Per il materiale costituente il rilevato sono stati assunti i seguenti parametri:

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

$$\phi' = 36^\circ \text{ (valore minimo dell'angolo di attrito)}$$

$$c' = 10 \text{ kPa (non considerato nel calcolo delle spinte sull'opera di sostegno)}$$

La stratigrafia di calcolo prevede:

- da 0 a 14 m di profondità: limi argillosi-argille limose;
- da 14 m a 16 m di profondità: sabbie;
- da 16 m a 20 m di profondità: limi argillosi-argille limose;
- al di sotto dei 20 m di profondità: sabbie

Il livello di falda risulta posizionato circa 0.6 – 0.7 m al di sotto del piano campagna.

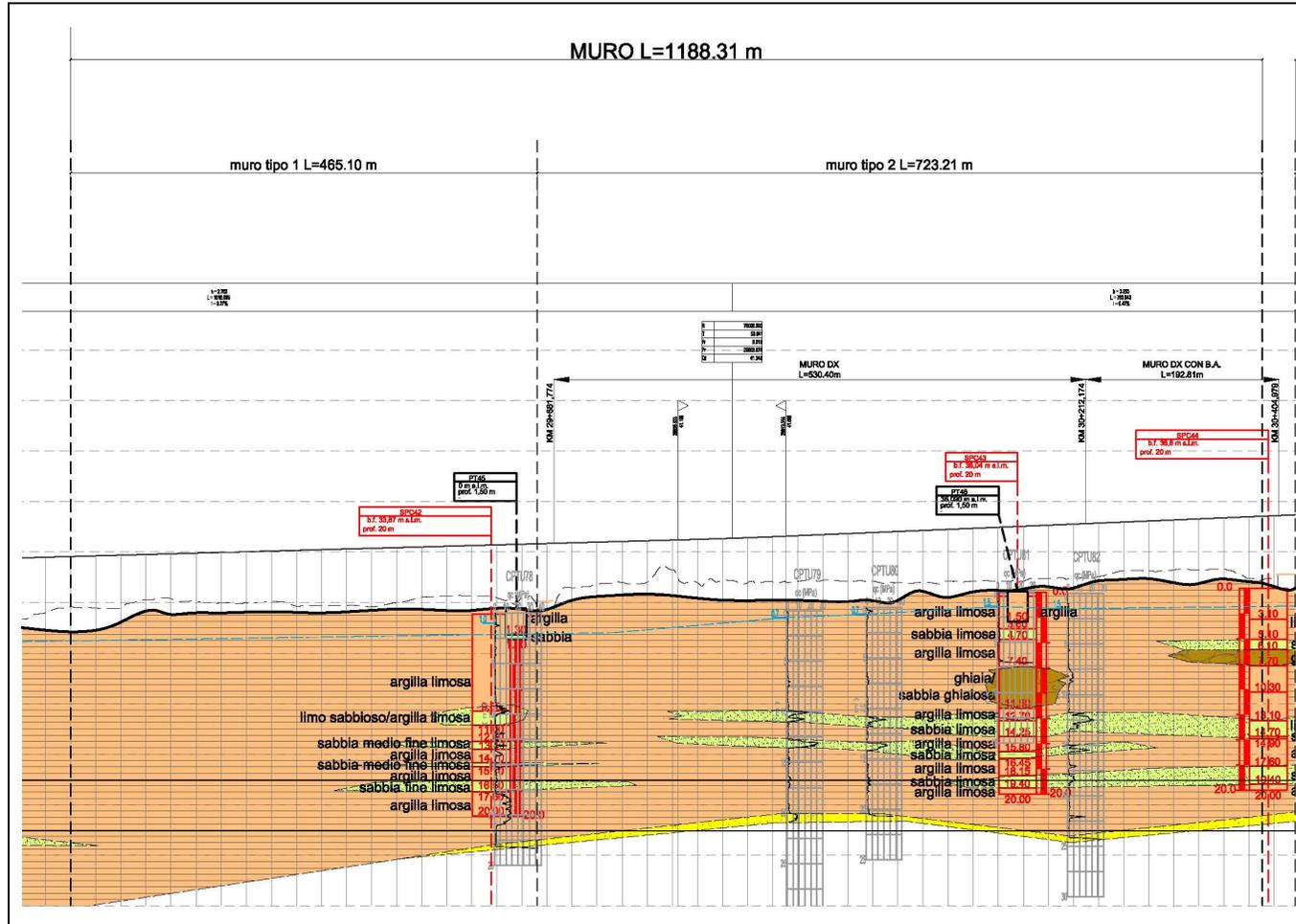


Figura 7: profilo geotecnico di progetto nel tratto interessato dalla costruzione del muro

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI6805-001-A - OPERE D'ARTE: RI68: MURO DI SOSTEGNO IN DX L=1188.31 m DAL Km 29+200 AL Km 30+404.979- RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 18di 95

7 AZIONI SUL MURO E SUI PALI DI FONDAZIONE

Di seguito si riportano i valori delle azioni applicate al muro in termini di spinte delle terre, carichi accidentali e permanenti in condizioni statiche e sismiche.

7.1 Spinte in condizioni statiche

In condizioni statiche, considerando che l'opera di sostegno non subisce spostamenti significativi si applica sul paramento la spinta a riposo. I valori, allo SLE ed allo SLU sono stati calcolati assumendo per K_0 il valore fornito dalla ben nota relazione di Jaky:

$$K_0 = 1 - \tan \varphi' = 1 - \tan 36^\circ = 0.412$$

7.2 Peso proprio della struttura

Il peso proprio degli elementi strutturali è stato calcolato automaticamente dal foglio di calcolo Excel durante l'analisi usando per il peso di volume del calcestruzzo il valore:

$$\gamma_{CA} = 25.0 \text{ kN/m}^3$$

7.3 Azione sismica

L'azione sismica è rappresentata mediante un insieme di forze, sia orizzontali che verticali, la cui intensità è pari al prodotto dei pesi per un coefficiente sismico e dipende dall'entità dello spostamento permanente tollerabile o effettivamente consentito dall'opera di sostegno adottata. In particolare le nuove Norme abbandonano il concetto di "Zona Sismica", almeno ai fini della definizione delle azioni sismiche. L'accelerazione sismica orizzontale a_g (valore massimo atteso in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale) infatti, non è più valutata genericamente sulla base

dell'appartenenza ad una zona sismica del comune in cui realizzare l'opera, ma calcolata nell'effettiva posizione geografica del sito (microzonazione sismica). Le azioni sismiche da introdurre nelle verifiche ai diversi stati limite (SLO, SLD, SLV e SLC) saranno di intensità crescente in funzione della probabilità di superamento dell'evento sismico (PVR) in base alla seguente tabella.

Stati Limite		P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Figura 8: probabilità di superamento PVR al variare dello stato limite considerato

Definita poi la vita nominale dell'opera ($V_N=100$ anni nel presente caso) (cfr. tabella seguente),

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Figura 9: Vita nominale per tipo di costruzione

e la sua classe d'uso (è stata assunta una classe III: "Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti nella classe IV. Ponti e reti viarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso"), si può determinare il periodo di riferimento per l'azione sismica, come:

$$V_R = V_N \times C_U$$

Nella quale C_U è il coefficiente d'uso, così definito:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 10: valori del coefficiente d'uso al variare della classe d'uso dell'opera

Il periodo di riferimento è allora pari a:

$$V_R = 100 \cdot 1.5 = 150 \text{ anni}$$

Attraverso i dati su riportati è possibile calcolare il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni con la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})}$$

e da questo infine i tre parametri che di fatto consentono la determinazione del sisma agente sull'opera, ovvero:

a_g : accelerazione sismica orizzontale già definita;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T^*_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Secondo le NTC2008 al paragrafo 7.11.6.2 per muri di sostegno, nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g$$

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

nella quale:

a_{max} : accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g : accelerazione di gravità.

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

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

nella quale:

S_S : coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'amplificazione stratigrafica;

S_T : coefficiente che tiene conto dell'amplificazione topografica;

$$S_S = 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g$$

$S_T = 1$ (per una categoria topografica T1: “superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$).

Mentre per i valori di β_m si fa riferimento alla Figura 11 sotto riportata.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_m	β_m
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,31	0,31
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,29	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,18

Figura 11: Coefficienti di riduzione dell'accelerazione sismica attesa al sito

E' tuttavia necessario osservare che per i muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno (come nel presente caso), il coefficiente β_m assume valore unitario.

Di seguito si riportano i valori di riferimento dei parametri che caratterizzano l'azione sismica.

Progressiva di riferimento	Categoria Sottosuolo	SL	T_R (anni)	a_g (g)	F_0 (-)	S (-)	a_{max} (g)
28+600 circa	D	SLO	90	0.066	2.493	1.80	0.119
		SLD	151	0.083	2.49	1.80	0.149
		SLV	1424	0.208	2.435	1.64	0.341
		SLC	2475	0.255	2.385	1.49	0.379
30+600 circa	D	SLO	90	0.067	2.492	1.80	0.121
		SLD	151	0.084	2.479	1.80	0.151
		SLV	1424	0.21	2.436	1.63	0.343
		SLC	2475	0.257	2.385	1.48	0.381

Figura 12: coefficienti di sito S ($S_T=1$) e accelerazione di progetto a_{max} per gli stati limite di riferimento per le opere dell'asse principale

terreno tipo:		D								
stato limite	a_g/g (-)	T^*_C (s)	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)	F_0 (-)	S_S (-)	C_C (-)	S_T (-)	S (-)
SLO	0.067	0.267	0.215	0.646	1.868	2.486	1.80	2.42	1.00	1.80
SLD	0.084	0.271	0.217	0.651	1.936	2.487	1.80	2.40	1.00	1.80
SLV	0.21	0.288	0.224	0.671	2.440	2.47	1.62	2.33	1.00	1.62
SLC	0.257	0.294	0.226	0.678	2.628	2.387	1.48	2.31	1.00	1.48
T^*_C :	periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accel. orizz.;									
T_C :	periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro;									
T_B :	periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante dello spettro;									
T_D :	periodo corrispondente all'inizio del tratto a spost. costante dello spettro;									
F_0 :	fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizz.;									
S_S :	coefficienti funzione della categoria di sottosuolo;									
C_C :										

Allo SLV i coefficienti sismici K_h e K_v risultano pari rispettivamente a:

$$k_h = \beta_m \cdot a_{max} / g = 1 \cdot 0.343$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h = \pm 0.171$$

7.4 Spinte in condizioni sismiche

In condizioni sismiche si è fatto ricorso alla teoria di Mononobe-Okabe considerando per il calcolo della spinta un coefficiente valutato secondo la relazione formule sotto riportata.

$$k_a = \frac{\cos^2(\varphi' - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\beta + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi') \cdot \sin(\varphi' - i)}{\cos(\beta + \delta) \cdot \cos(\beta - i)}} \right]^2}$$

dove:

φ' è l'angolo di attrito del terreno

β è l'angolo d'inclinazione del diaframma rispetto alla verticale

δ è l'angolo di attrito paratia-terreno

i è l'angolo d'inclinazione del terreno a monte della paratia rispetto all'orizzontale.

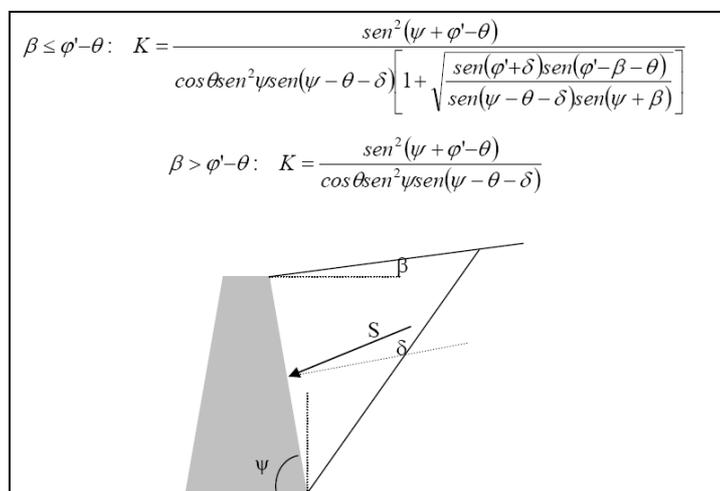


Figura 13: schema con indicazione dei parametri per il calcolo della spinta sismica in base alla teoria di Mononobe-Okabe

I valori di coefficiente di spinta che ne risultano (in caso di sisma verticale diretto verso l'alto (+) e verso il basso (-)) sono di seguito riportati.

SISMICA
coefficienti di spinta attiva sulla superficie ideale

$$a_g/g = 0.21$$

$$S = 1.63$$

 il muro ammette spostamenti? no $\beta_m = 1$

$$k_h = 0.3423$$

$$k_v = 0.1712$$

$$\theta^+ = \arctg(k_h/(1+k_v)) \quad \theta = 16.29 \quad (^\circ)$$

$$0.2844$$

$$\theta^- = \arctg(k_h/(1-k_v)) \quad \theta = 22.44 \quad (^\circ)$$

$$0.3916$$

$$kas^+ = \mathbf{0.4548} \quad (-)$$

$$kas^- = \mathbf{0.5757} \quad (-)$$

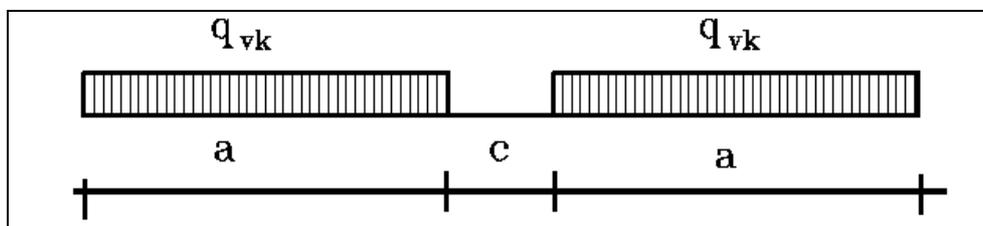
7.5 Sovraccarichi permanenti

Su tutta la larghezza del rilevato ferroviario è stato considerato il sovraccarico uniformemente distribuito permanente dell'armamento (traverse, ballast, rotaie) pari a:

$$q_{perm} = \gamma \cdot H_{arm} = 20 \cdot 0.8 = 16 \text{ kPa}$$

7.6 Sovraccarichi accidentali

Il sovraccarico accidentale, rappresentato dal transito di un treno di categoria SW2 (Figura 14), è caratterizzato da un valore di 150 kN/m in direzione longitudinale. Tale carico è ripartito in senso trasversale al rilevato, su una traversa (L= 2.60 m) e dunque sulla superficie di riferimento definita dalla figura che segue:



Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figura 14: treno di carico SW

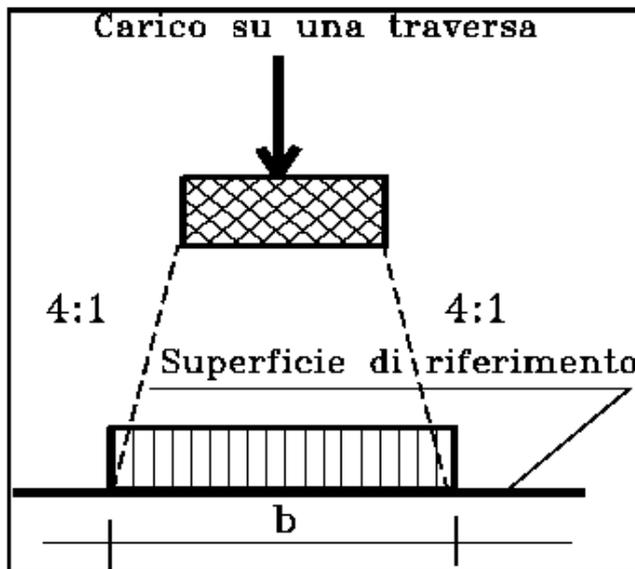


Figura 15: Distribuzione longitudinale dei carichi attraverso il ballast

Sulla base dello schema la larghezza complessiva è pari a $b = 2.60 + 2 \cdot 0.35 / 4 = 2.77$ m, avendo assunto per il ballast uno spessore di 35 cm. Il carico sulla superficie di riferimento (estradosso dello strato supercompattato), risulta dunque pari a:

$$q_{acc} = 150 / 2.77 = 54 \text{ kPa}$$

7.7 Combinazioni di carico

Le analisi sono state effettuate in aderenza al *DM Infrastrutture 14 gennaio 2008*, il quale prescrive i seguenti coefficienti parziali di sicurezza per le condizioni di carico agli Stati limite di esercizio (SLE) e ultimi (SLU).

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA SU AZIONI E PARAMETRI GEOTECNICI (ANALISI SLE)

CASO	Azioni		Proprietà del terreno		
	<i>Permanenti</i>	<i>Temporanee variabili</i>	$\tan \varphi'$	c'	c_u
SLE	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA SU AZIONI E PARAMETRI GEOTECNICI (ANALISI SLU)

CASO	Azioni		Temporanee variabili	
	<i>Sfavorevoli</i>	<i>Favorevoli</i>	<i>Sfavorevoli</i>	<i>Favorevoli</i>
Caso A1		1.00	1.50	0.00
Caso A2	1.3	1.00	1.30	0.00

COEFFICIENTI PARZIALI DI SICUREZZA SU AZIONI E PARAMETRI GEOTECNICI (ANALISI SLU)

CASO	Azioni		Proprietà del terreno		
	<i>Permanenti</i>	<i>Temporanee variabili</i>	$\tan \varphi'$	c'	c_u
SLU	1.00	0.50	1.25	1.25	1.40

Il muro è stato verificato allo SLE ed allo SLU di tipo strutturale (A1+M1) in condizioni statiche. In condizioni sismiche lo stato limite ultimo considerato è lo SLV con fattori moltiplicativi dei carichi tutti di valore unitario.

Per le verifiche geotecniche dei pali di fondazione (portanza), si è fatto riferimento all'approccio di progetto AP2: A1+M1+R3 sia in condizioni statiche che sismiche. I fattori parziali da applicare alle resistenze di calcolo sono di seguito riportati.

pali trivellati					
R1	R2	R3			
1	1.7	1.35	(base)		
1	1.45	1.15	(laterale compr.)		
1	1.6	1.3	(totale*)		
1	1.6	1.25	(laterale traz.)		

Come prescritto dalle NTC 2008 alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati delle prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ va ridotto dividendo per il fattore ξ in questo caso assunto pari a 1.4, avendo considerato un numero di verticali indagate pari a 8, ovvero (con riferimento alle indagini eseguite):

- SPC42 (sondaggio)
- CPTU78 (prova penetrometrica statica)
- CPTU79 (prova penetrometrica statica)
- CPTU80 (prova penetrometrica statica)
- CPTU81bis (prova penetrometrica statica)
- CPTU81 (prova penetrometrica statica)
- CPTU82 (prova penetrometrica statica)
- Sondaggio SPC43 (sondaggio)

8 VERIFICHE SUL MURO (calcolo delle caratteristiche di sollecitazione)

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche di stabilità sul muro unitamente ai valori di sollecitazione nelle varie sezioni del muro (paramento e fondazioni) per i diversi stati limite considerati. I calcoli sono stati effettuati avvalendosi di un foglio di calcolo Excel (file: muri_pali_v1.02.xls sviluppato dagli Autori Marco Mancina, Roberto Nori e Pia Lasiello nel volume: "Progetti e Calcoli di Geotecnica con Excel", Dei-Tipografia del Genio Civile).

Il metodo di calcolo prevede per il paramento del muro e per la fondazione (suola di valle e suola di monte) schemi statici di trave a mensola caricate rispettivamente con le spinte statiche e sismiche del terreno e degli eventuali sovraccarichi permanenti ed accidentali e dalla reazione del terreno di fondazione. La ripartizione dei carichi sui pali di fondazione viene eseguita, a partire dai valori delle sollecitazioni riferite al baricentro della palificata, mediante la relazione riportata nella figura che segue.

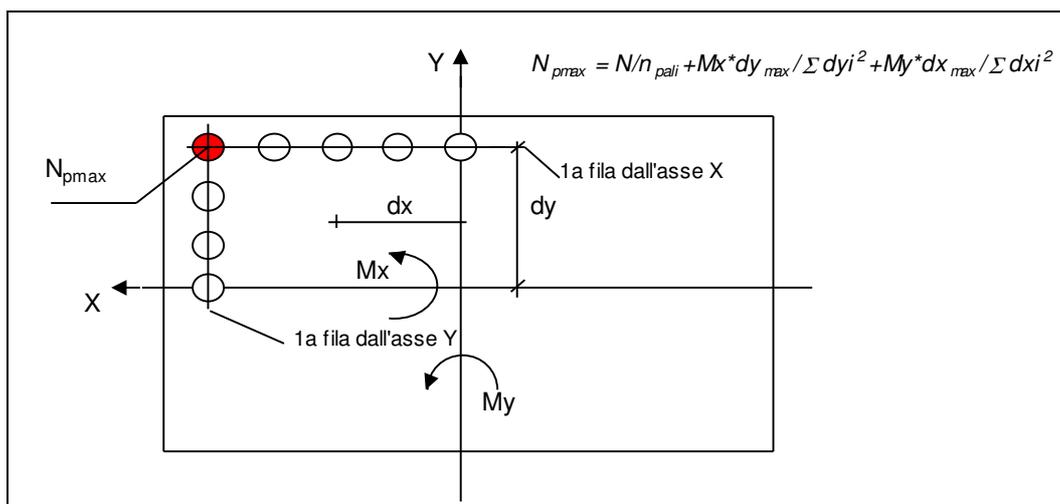
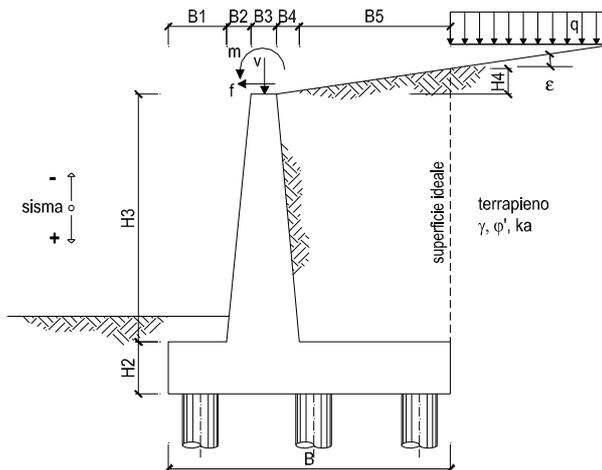


Figura 16: relazione per la determinazione del massimo carico sui pali di fondazione e relativo schema grafico

8.1 Stato Limite di Esercizio (Spinta a riposo)



OPERA Muro AV Verona-Padova (senza barriera H= 7.50 m)

DATI DI PROGETTO: Stato Limite di Esercizio

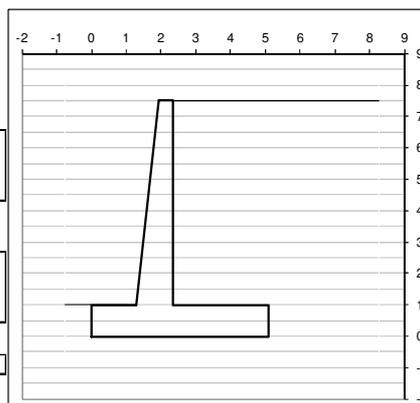
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.65	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.10	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.75	(m)

Peso Specifico del Calcestruzzo	γcls =	25.00	(kN/m³)
---------------------------------	--------	-------	---------



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ' =	36.00	(°)	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ =	20.00	(kN/m³)	
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε =	0.00	(°)	
Dati Sismici	Angolo di attrito terreno-paramento	δmuro =	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δsup. id =	0.00	(°)	
	Accelerazione sismica	ag/g =	0.00	(-)	
Coeff. Spinta	Categoria di suolo	S =	1.00	(-)	
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no			
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	r =	1	
	coefficiente sismico orizzontale	kh =	0.0000	(-)	
Coeff. Spinta	coefficiente sismico verticale	kv =	0.0000	(-)	
	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka =	0.00	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+ =	0.00	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas- =	0.00	(-)	0.260

Carichi Agenti

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	q_acc =	54.00	(kN/m²)
	Sovraccarico Permanente	q_perm =	16.00	(kN/m²)
	Forza Orizzontale in Testa	f =	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v =	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa	m =	0.00	(kNm/m)

		coefficienti parziali			
		azioni		proprietà del terreno	
caso	azioni	permanenti	temporanee variabili	tan φ'	
		sfavorevoli	sfavorevoli		
SLU	<input type="radio"/>	caso A	1.00	1.50	1.10
	<input type="radio"/>	caso B	1.35	1.50	1.00
	<input type="radio"/>	caso C	1.00	1.30	1.25
SLD	<input type="radio"/>	--	1.00	1.00	1.00
def.	<input type="radio"/>	--	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	=	36.00	(°)		
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ'	=	20.00	(kN/m ³)		
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ_{muro}	=	0.00	(°)		
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup\ id}$	=	0.00	(°)		
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta a riposo	K0	=	0.41	(-)	0.412	Val. Norm.
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.26	(-)	0.260	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.26	(-)	0.260	

Carichi Agenti

Condizioni di spinta a riposo	Sovraccarico Accidentale	q_acc	=	54.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v	=	0.00	(kN/m)
	Sovraccarico Permanente	q_perm	=	16.00	(kN/m ²)
	Momento in Testa	m	=	0.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	$(B2 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	=	52.81	(kN/m)
Pm2 =	$(B3 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls})$	=	65.00	(kN/m)
Pm3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma_{cls}) / 2$	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	$(B \cdot H2 \cdot \gamma_{cls})$	=	127.50	(kN/m)
Pm =	$Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4$	=	245.31	(kN/m)

A2) Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	$(B5 \cdot H3 \cdot \gamma)$	=	357.50	(kN/m)
Pt2 =	$(0,5 \cdot (B4 + B5) \cdot H4 \cdot \gamma)$	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	$(B4 \cdot H3 \cdot \gamma) / 2$	=	0.00	(kN/m)
Pt =	$Pt1 + Pt2 + Pt3$	=	357.50	(kN/m)

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

B1) Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	=	91.54	(kNm/m)
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 B3)$	=	139.75	(kNm/m)
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	=	325.13	(kNm/m)
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	=	556.42	(kNm/m)

B2) Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 B5)$	=	1331.69	(kNm/m)
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3$	=	1331.69	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k0$	=	231.87	(kN/m)
Sq =	$q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k0$	=	166.95	(kN/m)
Sq,perm =	$q_{perm} \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k1$	=	49.47	(kN/m)
componente orizzontale condizione statica				
Sth =	$St \cdot \cos \delta$	=	231.87	(kN/m)
Sqh =	$Sq \cdot \cos \delta$	=	166.95	(kN/m)
Sq,perm_h =	$Sq_{perm} \cdot \cos \delta$	=	49.47	(kN/m)

componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sqv =	$Sq \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sq,perm_v =	$Sq_{perm} \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

$$\begin{aligned} MSt1 &= Sth \cdot (H2+H3+H4)/3 &= & 579.68 \quad (\text{kN/m}) \\ MSt2 &= St \cdot B &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\ MSq1 &= Sqh \cdot (H2+H3+H4)/2 &= & 626.05 \quad (\text{kN/m}) \\ MSq2 &= Sq \cdot B &= & 0.00 \quad (\text{kN/m}) \\ MSq,perm &= Sq,perm_h \cdot (H2+H3+H4)/2 &= & 185.50 \quad (\text{kN/m}) \end{aligned}$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$$\begin{aligned} Mfext1 &= m &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\ Mfext2 &= f \cdot (H3 + H2) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \\ Mfext3 &= v \cdot (B1 + B2 + B3/2) &= & 0.00 \quad (\text{kNm/m}) \end{aligned}$$

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv = 602.81 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + Sq_perm_h + f = 448.28 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 1888.10 \quad (\text{kNm/m})$$

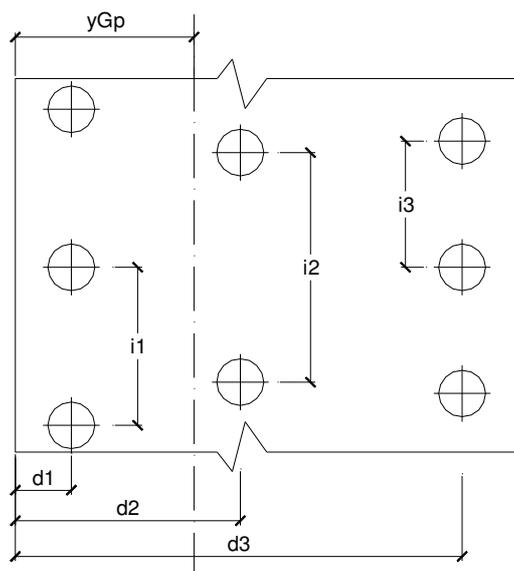
Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt1 + MSq1 + MSq,perm + Mfext1 + M = 1391.22 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = 496.88 \quad (\text{kNm/m})$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali $d = 1.00$ (m)
 Fila n° 1 distanza asse bordo valle (d_1) = 0.80 (m) interasse pali (i_1) = 3.00 (m)
 Fila n° 2 distanza asse bordo valle (d_2) = 4.30 (m) interasse pali (i_2) = 3.00 (m)
 Fila n° 3 distanza asse bordo valle (d_3) = 0.00 (m) interasse pali (i_3) = 0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (y_{Gp}) = 2.550 (m)

Risultante forze verticali ($N_p = N$)

Risultante forze orizzontali ($T_p = T$)

Momento rispetto al baricentro della palificata (M_p)

$M_p = y_{Gp} \cdot N_p - MM$

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	N_p [kN/m]	M_p [kNm/m]	T_p [kN/m]
statico	602.81	1040.29	448.28

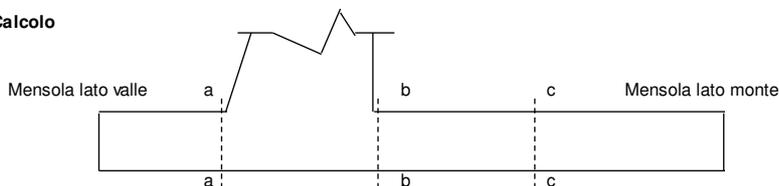
Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1 [kN]	N pali all.2 [kN]	N pali all.3 [kN]	T pali [kN]
statico	1795.90	12.54		672.43

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Fe B 44 k ▼

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$Mb = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + p_{vb} \cdot B5^2 / 2 + (p_m - p_{vb}) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$Mc = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B - d_i)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + p_{vc} \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (p_m - p_{vc}) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

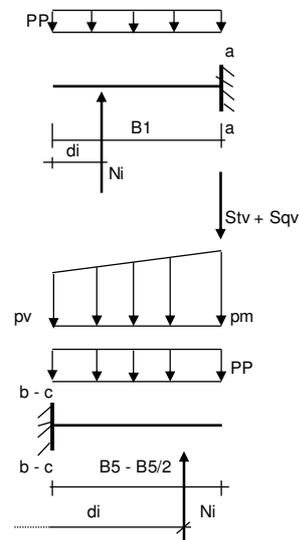
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio PP = 25.00 (kN/m)

$p_m = 130.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ Ta = Σ Ni / i_i - PP · (1 ± kv) · B1

$p_{vb} = 130.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ Tb = Σ Ni / i_i - [PP · B5 + p_{vb} · B5 + (p_m - p_{vb}) · B5 / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)

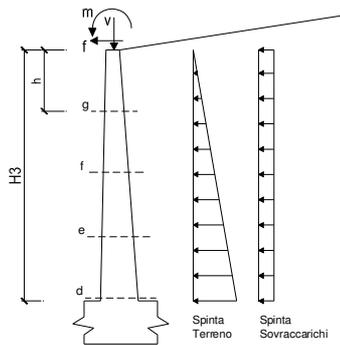
$p_{vc} = 130.00 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ Tc = Σ Ni / i_i - [(Peso P.) · (B5 / 2) + p_{vc} · (B5 / 2) + (p_m - p_{vc}) · (B5 / 2) / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)



caso	Ma	Mb	Mc	Ta	Tb
	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]
statico	278	-578	-147	570.3125	177

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.00	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.00	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				r = 1
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.0000	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0000	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.41	(-)	0.412
	componente orizzontale	kah	=	0.41	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	kash+	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.00	(-)	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.26	(-)	0.260	
componente orizzontale	kash-	=	0.26	(-)		
componente verticale	kasv-	=	0.00	(-)		

$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3$ o $\frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2$ (con sisma)

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

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

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

$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma \cdot (1 \pm kv) \cdot h^2$

$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$

$N_{ext} = v$

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

Stato Limite di Esercizio - Spinta a Riposo

sezione	h	Mt	M _{qperm}	M _{qacc}	M _{ext}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp}	N _{tot}	T _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.50	377.35	139.33	470.23	0.00	987	0.00	0.00	0.00	117.81	118	362
e-e	4.88	159.19	78.37	264.51	0.00	502	0.00	0.00	0.00	78.46	78	239
f-f	3.25	47.17	34.83	117.56	0.00	200	0.00	0.00	0.00	45.70	46	137
g-g	1.63	5.90	8.71	29.39	0.00	44	0.00	0.00	0.00	19.55	20	58

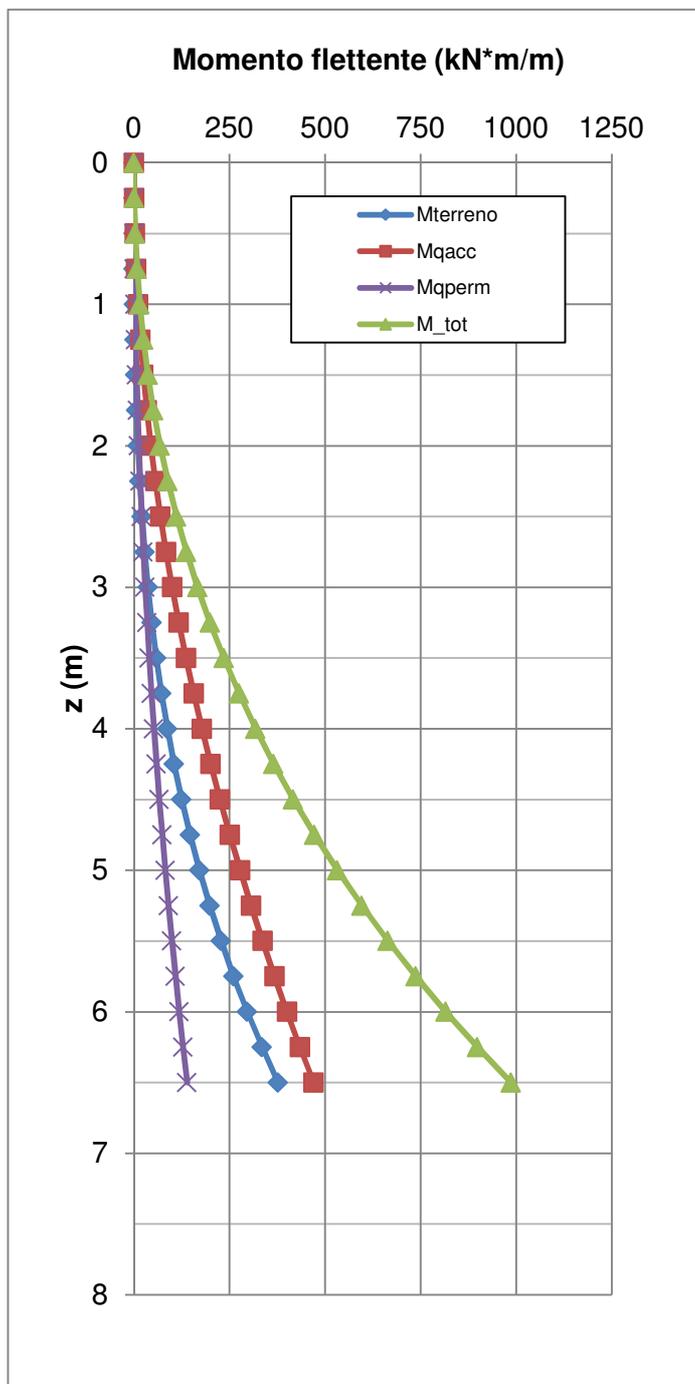


Figura 17: andamento del momento flettente sul paramento

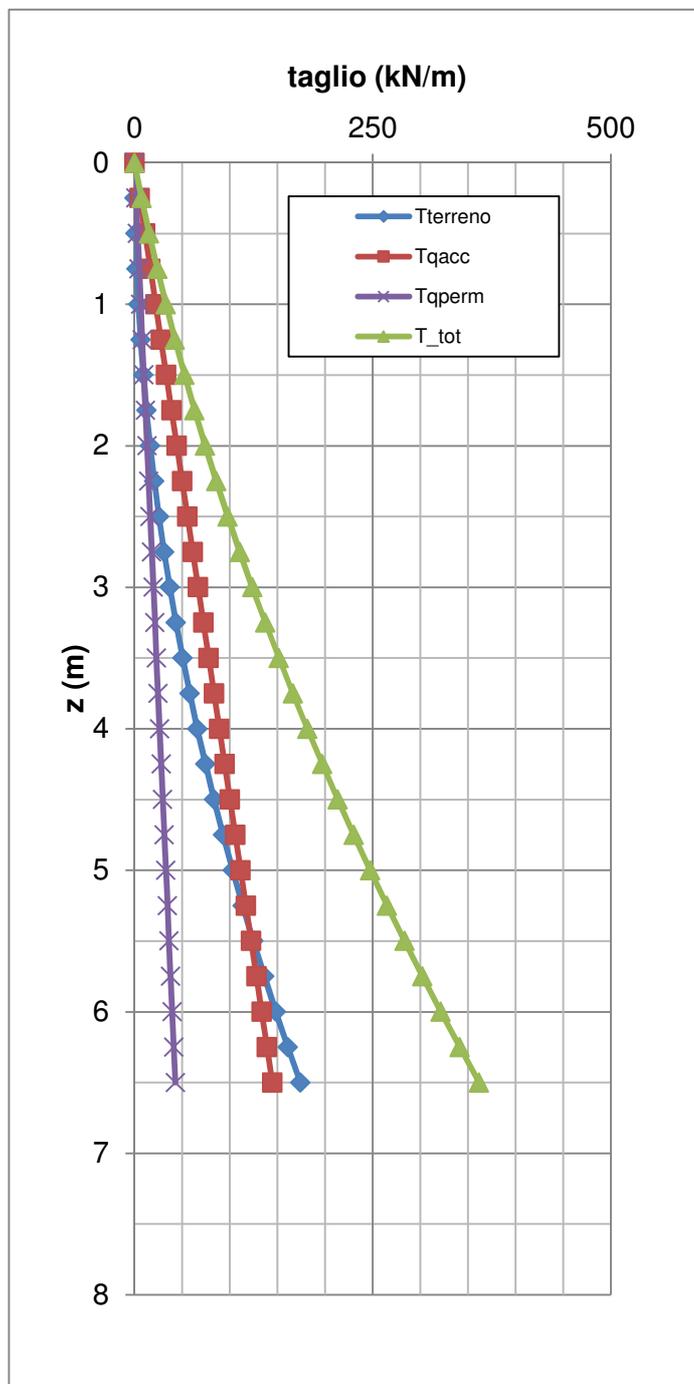
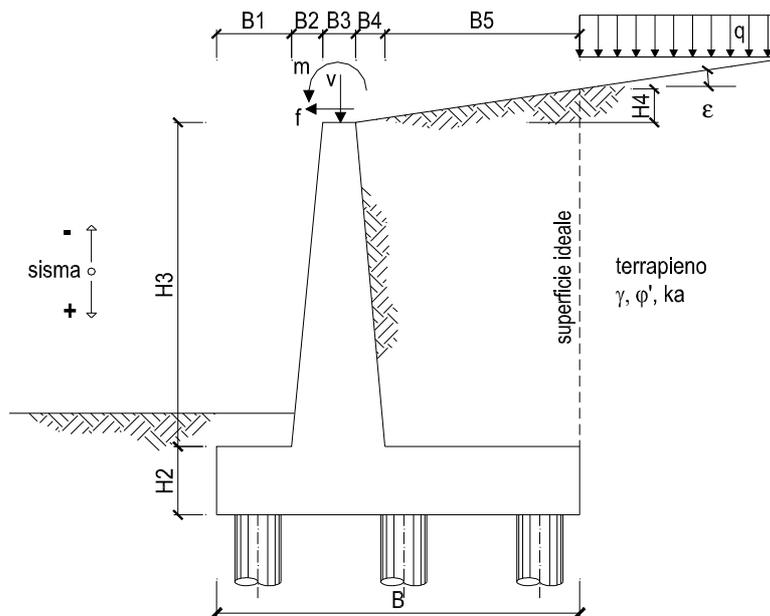


Figura 18: andamento del taglio sul paramento

8.2 Stato Limite Ultimo - STR (Spinta a riposo)



OPERA Muro AV Verona-Padova (senza barriera H= 7.50 m)

DATI DI PROGETTO: Stato Limite Ultimo (STR)

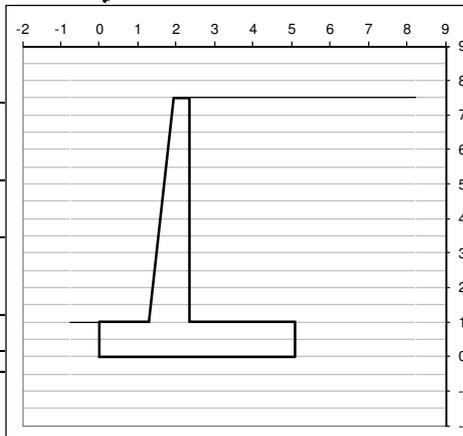
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.65	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.10	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.75	(m)

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



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi' = 36.00$	(°)	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma = 20.00$	(kN/m ³)	
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon = 0.00$	(°)	
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro} = 0.00$	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id} = 0.00$	(°)	
Dati Sismici	Accelerazione sismica	$a_g/g = 0.00$	(-)	
	Categoria di suolo	S =	1.00	(-)
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no		
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	r = 1	
Coeff. Spinta	coefficiente sismico orizzontale	kh =	0.0000	(-)
	coefficiente sismico verticale	k _v =	0.0000	(-)
	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka =	0.00	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	ka _{s+} =	0.00	(-)
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	ka _{s-} =	0.00	(-)
			0.260	Val. Norm.
			0.260	Norm.

Carichi Agenti

Condizioni Statiche	Sovraccarico Accidentale	q_acc	=	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente	q_perm	=	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa	m	=	0.00	(kNm/m)

coefficienti parziali

SLU	caso	azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan φ'	
					sfavorevoli
○	caso A	1.00	1.50	1.10	
○	caso B	1.35	1.50	1.00	
○	caso C	1.00	1.30	1.25	
○	SLD	--	1.00	1.00	
●	def.	--	1.30	1.50	1.00

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	=	36.00	(°)	Val. Norm.
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	=	26.00	(kN/m ³)	
	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ _{nuro}	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ _{sup id}	=	0.00	(°)	
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta a riposo	K0	=	0.41	(-)	0.412
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas+	=	0.26	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale	kas-	=	0.26	(-)	0.260

Carichi Agenti

Condizioni di spinta a riposo	Sovraccarico Accidentale	q_acc	=	81.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa	f	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa	v	=	0.00	(kN/m)
	Sovraccarico Permanente	q_perm	=	20.80	(kN/m ²)
	Momento in Testa	m	=	0.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	=	52.81	(kN/m)
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	=	65.00	(kN/m)
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	(B*H2*γcls)	=	127.50	(kN/m)
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	=	245.31	(kN/m)

A2) Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	(B5*H3*γ)	=	357.50	(kN/m)
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ)	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	(B4*H3*γ)/2	=	0.00	(kN/m)
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3	=	357.50	(kN/m)

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

B1) Muro (Mm)

Mm1 =	Pm1*(B1+2/3 B2)	=	91.54	(kNm/m)
Mm2 =	Pm2*(B1+B2+0,5*B3)	=	139.75	(kNm/m)
Mm3 =	Pm3*(B1+B2+B3+ 1/3 B4)	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	Pm4*(B/2)	=	325.13	(kNm/m)
Mm =	Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4	=	556.42	(kNm/m)

B2) Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	Pt1*(B1+B2+B3+B4+0,5*B5)	=	1331.69	(kNm/m)
Mt2 =	Pt2*(B1+B2+B3+2/3*(B4+B5))	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	Pt3*(B1+B2+B3+2/3*B4)	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	Mt1 + Mt2 + Mt3	=	1331.69	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

$$St = 0,5 \cdot \gamma \cdot (H2+H3+H4)^2 \cdot k0 = 301.43 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sq = q \cdot (H2+H3+H4) \cdot k0 = 250.42 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sq,perm = q_{perm} \cdot (H2+H3+H4) \cdot k1 = 64.31 \quad (\text{kN/m})$$

componente orizzontale condizione statica

$$Sth = St \cdot \cos \delta = 301.43 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sqh = Sq \cdot \cos \delta = 250.42 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sq,perm_h = Sq_{perm} \cdot \cos \delta = 64.31 \quad (\text{kN/m})$$

componente verticale condizione statica

$$Stv = St \cdot \sin \delta = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sqv = Sq \cdot \sin \delta = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

$$Sq,perm_v = Sq_{perm} \cdot \sin \delta = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

$$MSt1 = Sth \cdot (H2+H3+H4)/3 = 753.58 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSt2 = Stv \cdot B = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSq1 = Sqh \cdot (H2+H3+H4)/2 = 939.08 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSq2 = Sqv \cdot B = 0.00 \quad (\text{kN/m})$$

$$MSq,perm = Sq_{perm} \cdot h \cdot (H2+H3+H4)/2 = 241.15 \quad (\text{kN/m})$$

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

$$Mfext1 = m = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext2 = f \cdot (H3 + H2) = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

$$Mfext3 = v \cdot (B1 + B2 + B3/2) = 0.00 \quad (\text{kNm/m})$$

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = Pm + Pt + v + Stv + Sqv = 602.81 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = Sth + Sqh + Sq_{perm}_h + f = 616.16 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$Ms = Mm + Mt + MSt2 + MSq2 + Mfext3 = 1888.10 \quad (\text{kNm/m})$$

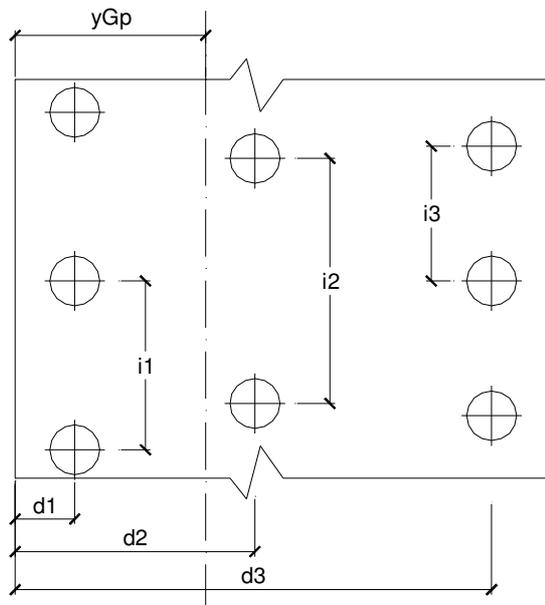
Momento ribaltante (Mr)

$$Mr = MSt1 + MSq1 + MSq,perm + Mfext1 + M = 1933.80 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = Ms - Mr = -45.70 \quad (\text{kNm/m})$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali	d	=	1.00	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1) =		0.80	(m)	interasse pali (i1) =	3.00 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2) =		4.30	(m)	interasse pali (i2) =	3.00 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3) =		0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.550 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

Mp = yGp*Np - MM

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np [kN/m]	Mp [kNm/m]	Tp [kN/m]
statico	602.81	1582.87	616.16

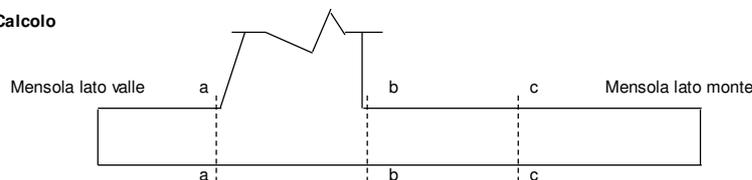
Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1 [kN]	N pali all.2 [kN]	N pali all.3 [kN]	T pali [kN]
statico	2260.96	-452.53		924.24

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Fe B 44k

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum Ni \cdot (B1 - di) / i_i - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$Mb = \sum Ni \cdot (B5 - (B-d)) / i_i - [PP \cdot B5^2 / 2 + pvb \cdot B5^2 / 2 + (pm - pvb) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$Mc = \sum Ni \cdot (B5 / 2 - (B-d)) / i_i - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + pvc \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (pm - pvc) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

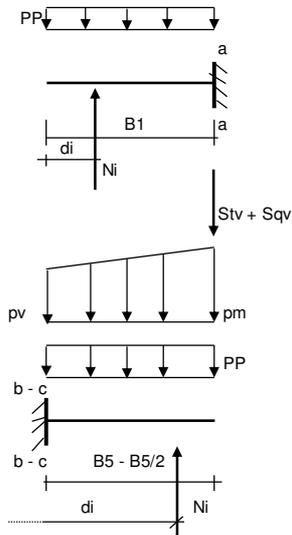
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio PP = 25.00 (kN/m)

pm = 169.00 (kN/m²) Ta = Σ Ni / i_i - PP · (1 ± kv) · B1

pvb = 169.00 (kN/m²) Tb = Σ Ni / i_i - [PP · B5 + pvb · B5 + (pm - pvb) · B5 / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)

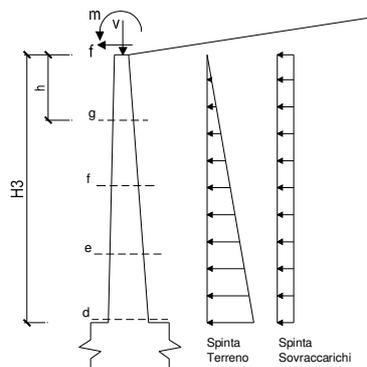
pvc = 169.00 (kN/m²) Tc = Σ Ni / i_i - [(Peso P.) · (B5 / 2) + pvc · (B5 / 2) + (pm - pvc) · (B5 / 2) / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)



caso	Ma [kNm/m]	Mb [kNm/m]	Mc [kNm/m]	Ta [kNm/m]	Tb [kNm/m]
statico	355.70	-1027.71	-183.39	570	69

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.00	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.00	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no				r = 1
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.0000	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.0000	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.41	(-)	0.412
	componente orizzontale	kah	=	0.41	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	kash+	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.26	(-)	0.260
componente orizzontale	kash-	=	0.26	(-)		
componente verticale	kasv-	=	0.00	(-)		

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

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

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

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

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

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

Stato Limite Ultimo - Spinta a Riposo

sezione	h	Mt	Mqperm	Mqacc	Mext	Mtot	Nt	Nq	Next	Npp	Ntot	Vtot
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.50	490.55	181.13	705.35	0.00	1377	0.00	0.00	0.00	117.81	118	499
e-e	4.88	206.95	101.88	396.76	0.00	706	0.00	0.00	0.00	78.46	78	332
f-f	3.25	61.32	45.28	176.34	0.00	283	0.00	0.00	0.00	45.70	46	193
g-g	1.63	7.66	11.32	44.08	0.00	63	0.00	0.00	0.00	19.55	20	82

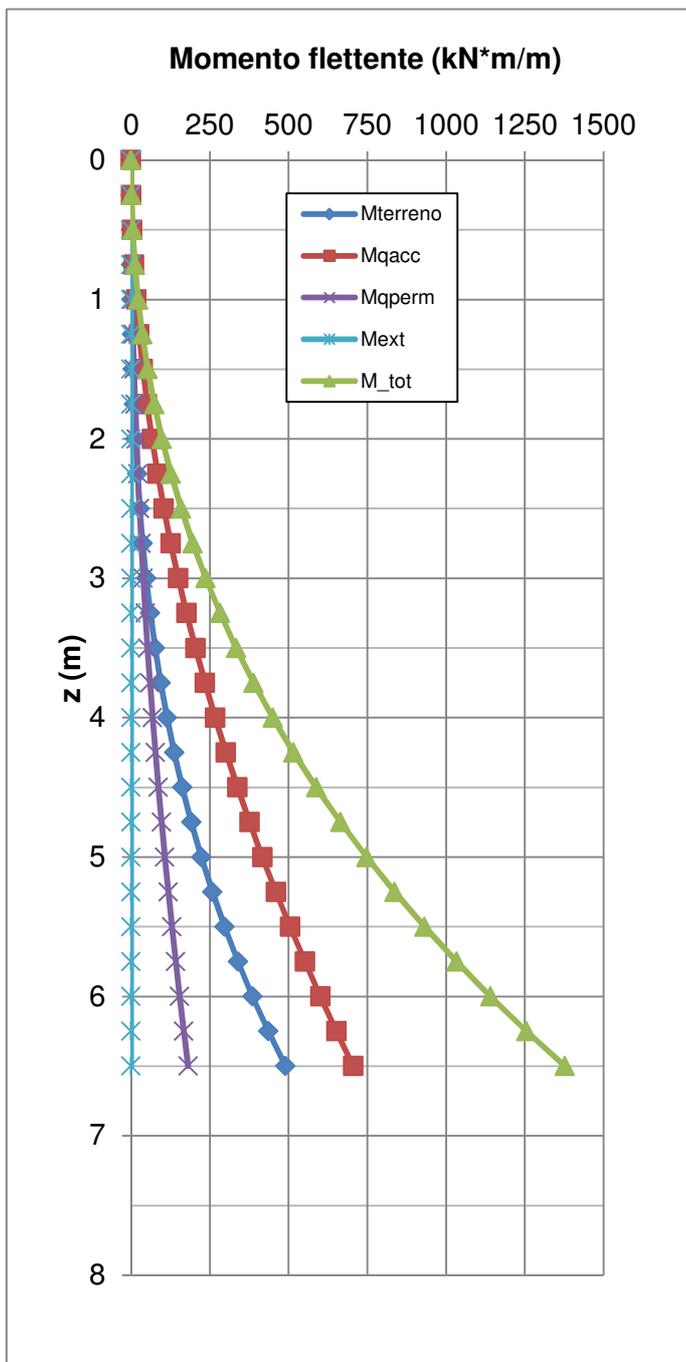


Figura 19: andamento del momento flettente sul paramento

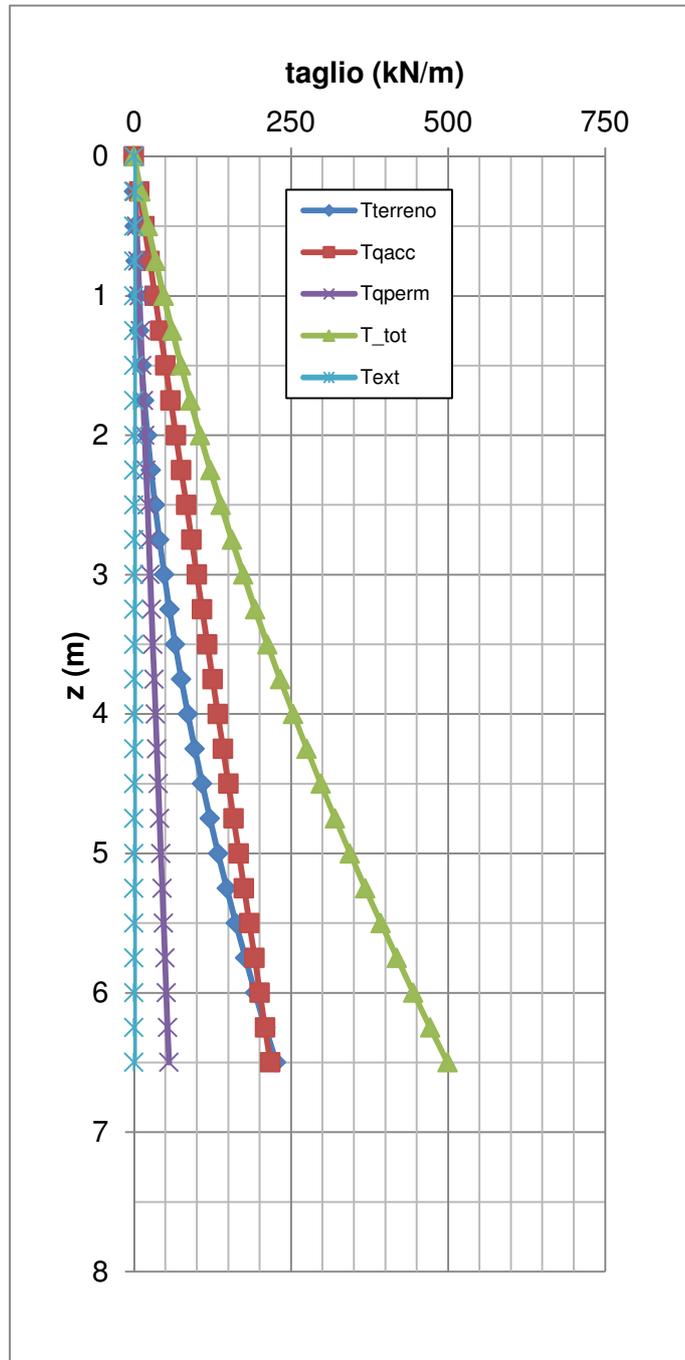
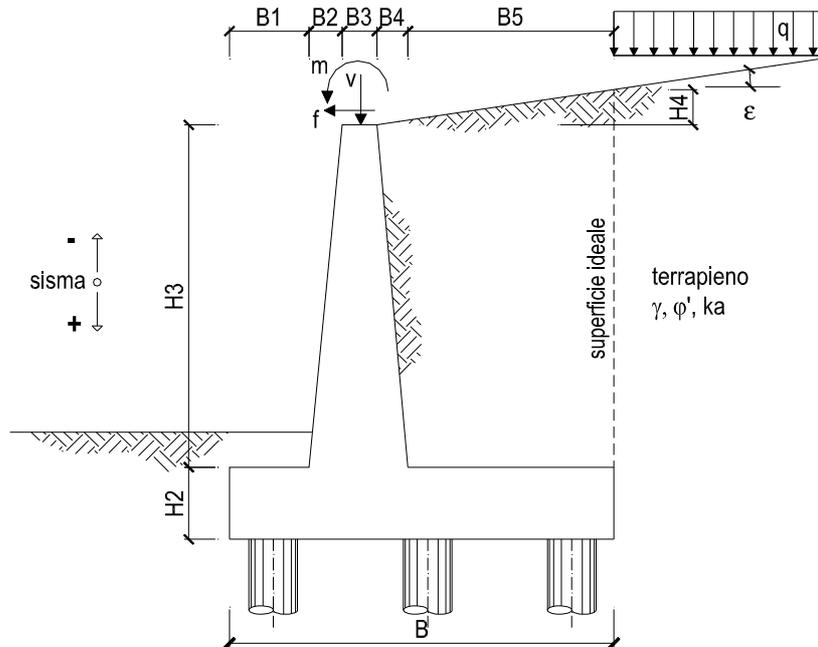


Figura 20: andamento del taglio sul paramento

8.3 Stato Limite Ultimo - SLV (Spinta sismica)



OPERA Muro Htot= 7.50 m - SLV

DATI DI PROGETTO:

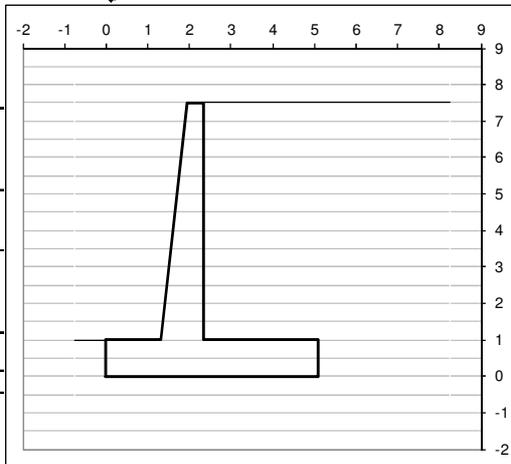
Geometria del Muro

Elevazione	H3 =	6.50	(m)
Aggetto Valle	B2 =	0.65	(m)
Spessore del Muro in Testa	B3 =	0.40	(m)
Aggetto monte	B4 =	0.00	(m)

Geometria della Fondazione

Larghezza Fondazione	B =	5.10	(m)
Spessore Fondazione	H2 =	1.00	(m)
Suola Lato Valle	B1 =	1.30	(m)
Suola Lato Monte	B5 =	2.75	(m)

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



Dati Geotecnici

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	$\phi' =$	36.00	(°)	suolo tipo: D
	Peso Unità di Volume del terrapieno	$\gamma' =$	20.00	(kN/m ³)	
Dati Sismici	Angolo di Inclinazione Piano di Campagna	$\epsilon =$	0.00	(°)	beta_m= 1.00
	Angolo di attrito terreno-paramento	$\delta_{muro} =$	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	$\delta_{sup id} =$	0.00	(°)	S_S= 1.63
	Accelerazione sismica	$a_g/g =$	0.21	(-)	
	Categoria di suolo	S =	1.63	(-)	beta_m = 1
	il muro è libero di ruotare al piede? (si/no)	<input type="radio"/> si <input checked="" type="radio"/> no	il muro ammette spostamenti? (si/no)		
Coeff. Spinta	coefficiente sismico orizzontale	kh =	0.342	(-)	Val. Norm. (teoria di M)
	coefficiente sismico verticale	kv =	0.171	(-)	
	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	ka =	0.26	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma +	kas+ =	0.455	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sisma -	kas- =	0.576	(-)	

Carichi Agenti

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente in condizioni sismiche	q_perm_sism	=	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

coefficienti parziali

SLU	S	caso	azioni		proprietà del terreno
			permanenti sfavorevoli	temporanee variabili sfavorevoli	tan φ'
		caso B	1.35	1.50	1.00
		caso C	1.00	1.30	1.25
SLD		--	1.00	1.00	1.00
def.		--	1.00	1.00	1.00

Dati Geotecnici (usati per verifiche di stabilità e SLU)

Dati Terrapieno	Angolo di attrito del terrapieno	φ'	=	36.00	(°)	
	Peso Unità di Volume del terrapieno	γ	=	20.00	(kN/m ³)	
	Angolo di inclinazione Piano di Campagna	ε	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-paramento	δ _{muro}	=	0.00	(°)	
	Angolo di attrito terreno-superficie ideale	δ _{sup id}	=	0.00	(°)	
Coeff. Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla superficie ideale	Ka	=	0.260	(-)	0.260
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sis	kas+	=	0.455	(-)	0.455
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla superficie ideale sis	kas-	=	0.576	(-)	0.576

Carichi Agenti

Condizioni Sismiche	Sovraccarico Accidentale in condizioni sismiche	qs	=	54.00	(kN/m ²)
	Sovraccarico Permanente in condizioni sismiche	q_perm_sism	=	16.00	(kN/m ²)
	Forza Orizzontale in Testa in condizioni sismiche	fs	=	0.00	(kN/m)
	Forza Verticale in Testa in condizioni sismiche	vs	=	0.00	(kN/m)
	Momento in Testa in condizioni sismiche	ms	=	0.00	(kNm/m)

VERIFICHE GEOTECNICHE

A) FORZE VERTICALI

A1) Peso del Muro (Pm)

Pm1 =	(B2*H3*γcls)/2	=	52.81	(kN/m)
Pm2 =	(B3*H3*γcls)	=	65.00	(kN/m)
Pm3 =	(B4*H3*γcls)/2	=	0.00	(kN/m)
Pm4 =	(B*H2*γcls)	=	127.50	(kN/m)
Pm =	Pm1 + Pm2 + Pm3 + Pm4	=	245.31	(kN/m)

A2) Peso del terreno sulla scarpa di monte del muro (Pt)

Pt1 =	(B5*H3*γ)	=	357.50	(kN/m)
Pt2 =	(0,5*(B4+B5)*H4*γ)	=	0.00	(kN/m)
Pt3 =	(B4*H3*γ)/2	=	0.00	(kN/m)
Pt =	Pt1 + Pt2 + Pt3	=	357.50	(kN/m)

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

B1) Muro (Mm)

Mm1 =	$Pm1 \cdot (B1 + 2/3 B2)$	=	91.54	(kNm/m)
Mm2 =	$Pm2 \cdot (B1 + B2 + 0,5 \cdot B3)$	=	139.75	(kNm/m)
Mm3 =	$Pm3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 1/3 B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mm4 =	$Pm4 \cdot (B/2)$	=	325.13	(kNm/m)
Mm =	$Mm1 + Mm2 + Mm3 + Mm4$	=	556.42	(kNm/m)

B2) Terrapieno a tergo del muro

Mt1 =	$Pt1 \cdot (B1 + B2 + B3 + B4 + 0,5 \cdot B5)$	=	1331.69	(kNm/m)
Mt2 =	$Pt2 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot (B4 + B5))$	=	0.00	(kNm/m)
Mt3 =	$Pt3 \cdot (B1 + B2 + B3 + 2/3 \cdot B4)$	=	0.00	(kNm/m)
Mt =	$Mt1 + Mt2 + Mt3$	=	1331.69	(kNm/m)

CONDIZIONE STATICA

C) SPINTE DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

Spinta totale condizione statica

St =	$0,5 \cdot \gamma \cdot (H2 + H3 + H4)^2 \cdot k0$	=	146.03	(kN/m)
Sq =	$q \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k0$	=	105.14	(kN/m)
Sq,perm =	$q_{perm} \cdot (H2 + H3 + H4) \cdot k1$	=	31.15	(kN/m)

componente orizzontale condizione statica

Sth =	$St \cdot \cos \delta$	=	146.03	(kN/m)
Sqh =	$Sq \cdot \cos \delta$	=	105.14	(kN/m)
Sq,perm_h =	$Sq_{perm} \cdot \cos \delta$	=	31.15	(kN/m)

componente verticale condizione statica

Stv =	$St \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sqv =	$Sq \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)
Sq,perm_v =	$Sq_{perm} \cdot \sin \delta$	=	0.00	(kN/m)

D) MOMENTI DELLA SPINTA DEL TERRENO E DEL SOVRACCARICO

condizione statica

MSt1 =	$Sth \cdot (H2 + H3 + H4) / 3$	=	365.09	(kN/m)
MSt2 =	$Stv \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq1 =	$Sqh \cdot (H2 + H3 + H4) / 2$	=	394.29	(kN/m)
MSq2 =	$Sqv \cdot B$	=	0.00	(kN/m)
MSq,perm =	$Sq_{perm_h} \cdot (H2 + H3 + H4) / 2$	=	116.83	(kN/m)

FORZE ESTERNE

Momento dovuto alle Forze Esterne (Mfext)

Mfext1 =	m	=	0.00	(kNm/m)
Mfext2 =	$f \cdot (H3 + H2)$	=	0.00	(kNm/m)
Mfext3 =	$v \cdot (B1 + B2 + B3 / 2)$	=	0.00	(kNm/m)

AZIONI COMPLESSIVE SULLA FONDAZIONE

Risultante forze verticali (N)

$$N = P_m + P_t + v_s + S_{st1v} + S_{sq1v} + P_{tsv} = 541.63 \quad (\text{kN/m})$$

Risultante forze orizzontali (T)

$$T = S_{st1h} + S_{sq1h} + f_s + P_s + P_{tsh} = 707.93 \quad (\text{kN/m})$$

Momento stabilizzante (Ms)

$$M_s = M_m + M_t + M_{Sst2} + M_{Ssq2} + M_{fext3} = 1888.10 \quad (\text{kNm/m})$$

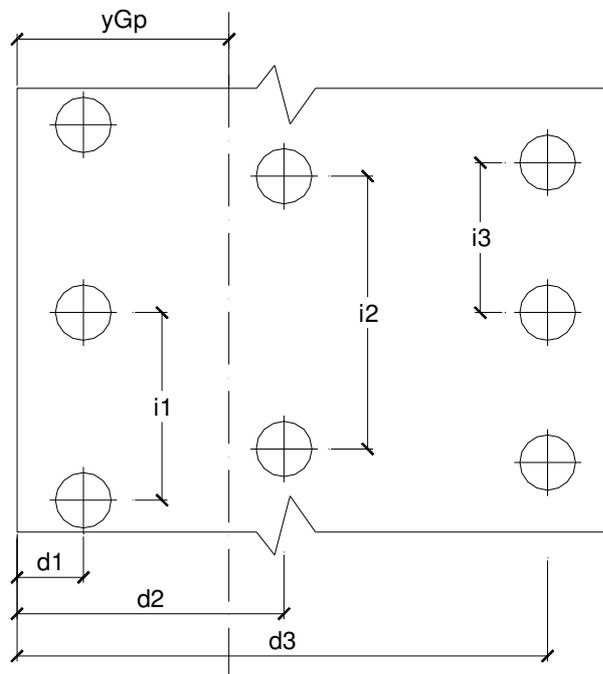
Momento ribaltante (Mr)

$$M_r = M_{Sst1} + M_{Ssq1} + M_{fext1} + M_{fext2} + M_{P_s} + M_{P_{ts}} = 2802.60 \quad (\text{kNm/m})$$

Risultante dei momenti rispetto al piede di valle (MM)

$$MM = M_s - M_r = -914.49 \quad (\text{kNm/m})$$

Caratteristiche della Palificata



Diametro dei pali	d	=	1.00	(m)		
Fila n° 1	distanza asse bordo valle (d1) =		0.80	(m)	interasse pali (i1) =	3.00 (m)
Fila n° 2	distanza asse bordo valle (d2) =		4.30	(m)	interasse pali (i2) =	3.00 (m)
Fila n° 3	distanza asse bordo valle (d3) =		0.00	(m)	interasse pali (i3) =	0.00 (m)

Asse Baricentrico della Palificata (yGp) = 2.550 (m)

Risultante forze verticali (Np = N)

Risultante forze orizzontali (Tp = T)

Momento rispetto al baricentro della palificata (Mp)

Mp = yGp*Np - MM

Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata

caso	Np	Mp	Tp
	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]
statico	602.81	525.27	282.33
sisma+	664.00	2085.01	690.11
sisma-	541.63	2295.64	707.93

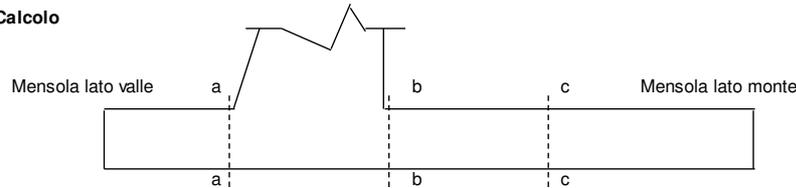
Sollecitazioni sui pali

caso	N pali all.1	N pali all.2	N pali all.3	T pali
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
statico	1354	454		423
sisma+	2783	-791		1035
sisma-	2780	-1155		1062

Fe B 44k

CALCOLO SOLLECITAZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE

Sezioni di Calcolo



Mensola Lato Valle

$$Ma = \sum N_i \cdot (B1 - d_i) / i_j - PP \cdot (1 \pm kv) \cdot B1^2 / 2$$

Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Mensola Lato Monte

$$Mb = \sum N_i \cdot (B5 - (B - d_i)) / i_j - [PP \cdot B5^2 / 2 + pvb \cdot B5^2 / 2 + (pm - pvb) \cdot B5^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5$$

$$Mc = \sum N_i \cdot (B5 / 2 - (B - d_i)) / i_j - [PP \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + pvc \cdot (B5 / 2)^2 / 2 + (pm - pvc) \cdot (B5 / 2)^2 / 3] \cdot (1 \pm kv) - (Stv + Sqv) \cdot B5 / 2$$

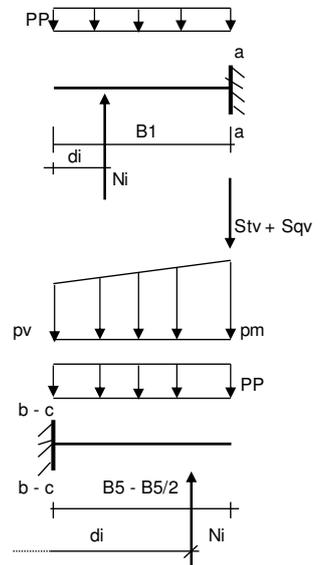
Σ estesa a tutti i pali presenti sulla mensola

Peso Proprio PP = 25.00 (kN/m)

pm = 130.00 (kN/m²) Ta = Σ Ni / i_j - PP · (1 ± kv) · B1

pvb = 130.00 (kN/m²) Tb = Σ Ni / i_j - [PP · B5 + pvb · B5 + (pm - pvb) · B5 / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)

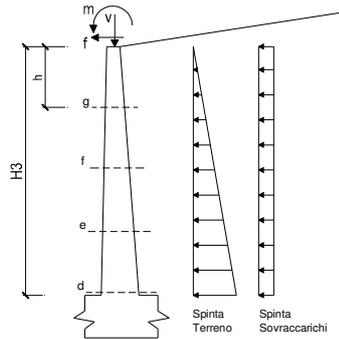
pvc = 130.00 (kN/m²) Tc = Σ Ni / i_j - [(Peso P.) · (B5 / 2) + pvc · (B5 / 2) + (pm - pvc) · (B5 / 2) / 2] · (1 ± kv) - (Stv + Sqv)



caso	Ma [kNm/m]	Mb [kNm/m]	Mc [kNm/m]	Ta [kN/m]	Tb [kN/m]
sisma+	439	-1201	-172	745	278
sisma-	446	-1237	-121	416	197

CALCOLO SOLLECITAZIONI PARAMENTO VERTICALE DEL MURO

Azioni sulla parete e Sezioni di Calcolo



Dati Sismici	Accelerazione sismica	a_g/g	=	0.21	(-)	
	Categoria di suolo	S	=	1.63	(-)	
	il muro ammette spostamenti? (si/no)	<input type="radio"/> si	<input checked="" type="radio"/> no	r = 1		
	coefficiente sismico orizzontale	kh	=	0.3423	(-)	
	coefficiente sismico verticale	kv	=	0.1712	(-)	
Coefficienti di Spinta	Coeff. di Spinta Attiva sulla parete	ka	=	0.26	(-)	0.260
	componente orizzontale	kah	=	0.26	(-)	
	componente verticale	kav	=	0.00	(-)	
	Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas+	=	0.45	(-)	0.455
	componente orizzontale	kash+	=	0.45	(-)	
	componente verticale	kasv+	=	0.00	(-)	
Coeff. Di Spinta Attiva Sismica sulla parete	kas-	=	0.58	(-)	0.576	
componente orizzontale	kash-	=	0.58	(-)		
componente verticale	kasv-	=	0.00	(-)		

$$M_t = \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/3 \quad \text{o} \quad \frac{1}{2} K_{a_{orizz.}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv) \cdot h^2 \cdot h/2 \quad (\text{con sisma})$$

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

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

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

$$N_t = \frac{1}{2} K_{a_{vert.}} \cdot \gamma^*(1 \pm kv) \cdot h^2$$

$$N_q = K_{a_{vert.}} \cdot q \cdot h$$

$$N_{ext} = v$$

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

condizione sismica +

sezione	h	Mt	Mq	M _{qperm}	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}	V _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.50	731.32	518.77	153.71	0.00	111.48	1515.29	0.00	0.00	0.00	137.98	137.98	439.38
e-e	4.88	308.53	291.81	86.46	0.00	57.20	744.00	0.00	0.00	0.00	91.88	91.88	290.12
f-f	3.25	91.42	129.69	38.43	0.00	22.97	282.51	0.00	0.00	0.00	53.53	53.53	167.14
g-g	1.63	11.43	32.42	9.61	0.00	5.13	58.59	0.00	0.00	0.00	22.90	22.90	70.43

condizione sismica -

sezione	h	Mt	Mq	M _{qperm}	M _{ext}	M _{inerzia}	M _{tot}	Nt	Nq	N _{ext}	N _{pp+inerzia}	N _{tot}	V _{tot}
	[m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	6.50	655.25	656.76	194.60	0.00	111.48	1618.08	0.00	0.00	0.00	97.65	97.65	490.49
e-e	4.88	276.43	369.43	109.46	0.00	57.20	812.52	0.00	0.00	0.00	65.03	65.03	318.87
f-f	3.25	81.91	164.19	48.65	0.00	22.97	317.72	0.00	0.00	0.00	37.88	37.88	179.91
g-g	1.63	10.24	41.05	12.16	0.00	5.13	68.58	0.00	0.00	0.00	16.20	16.20	73.62

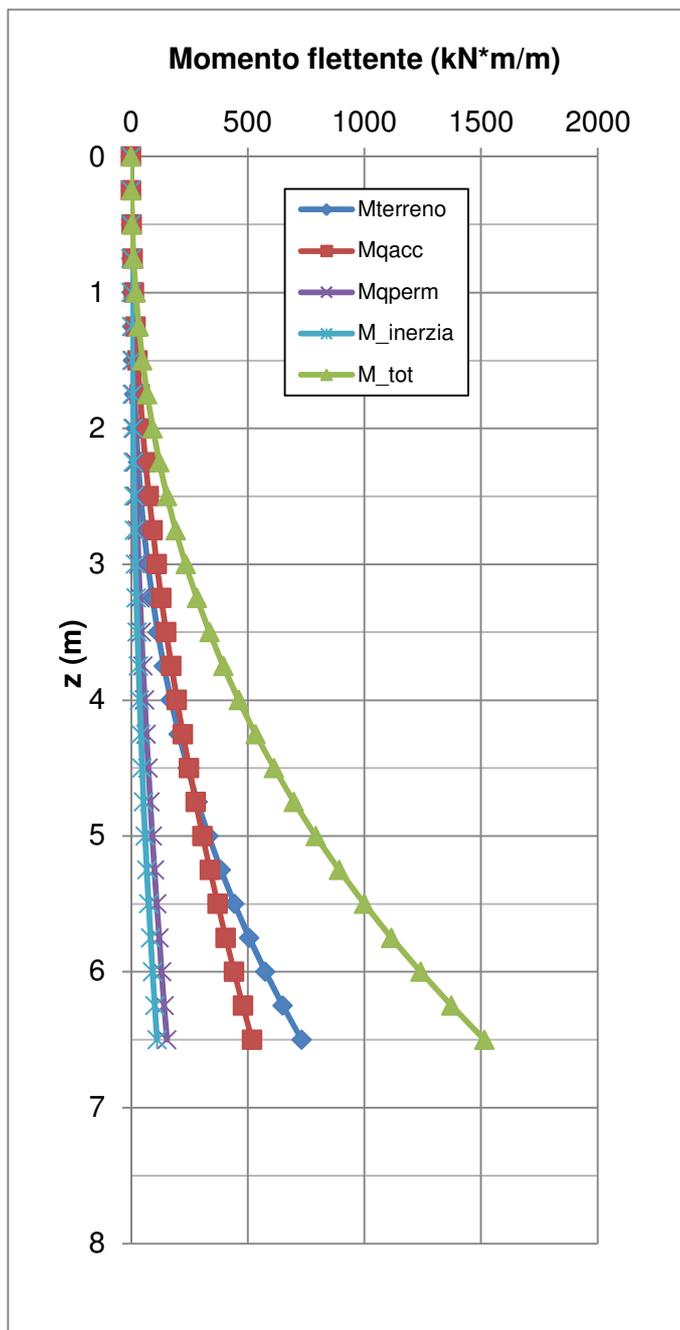


Figura 21: andamento del momento flettente sul paramento (condizione sismica +)

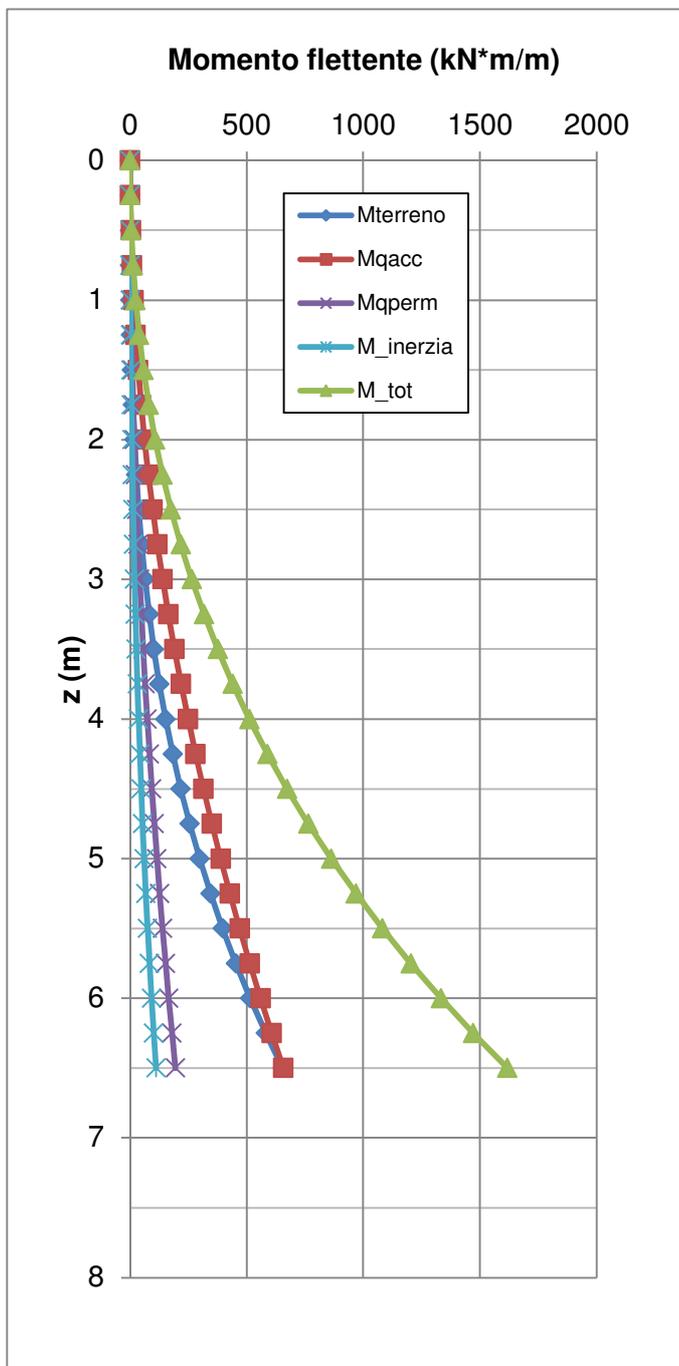


Figura 22: andamento del momento flettente sul paramento (condizione sismica -)

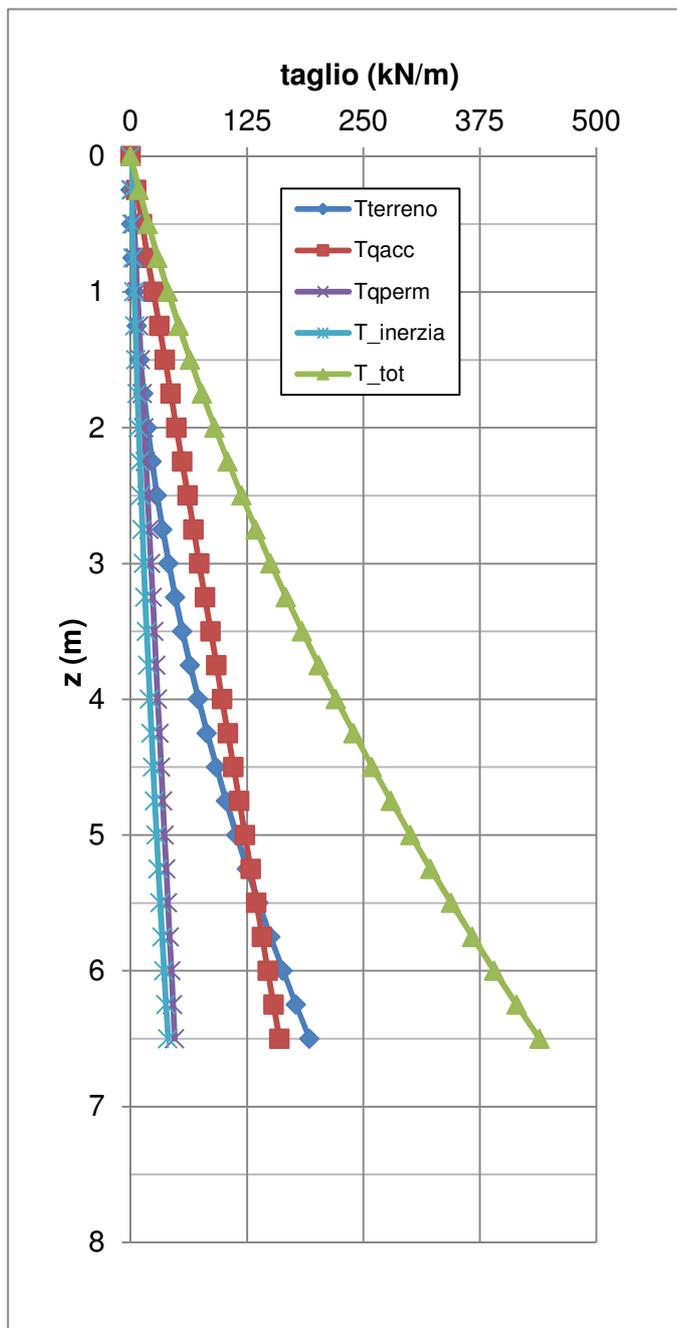


Figura 23: andamento del taglio (condizione sismica +)

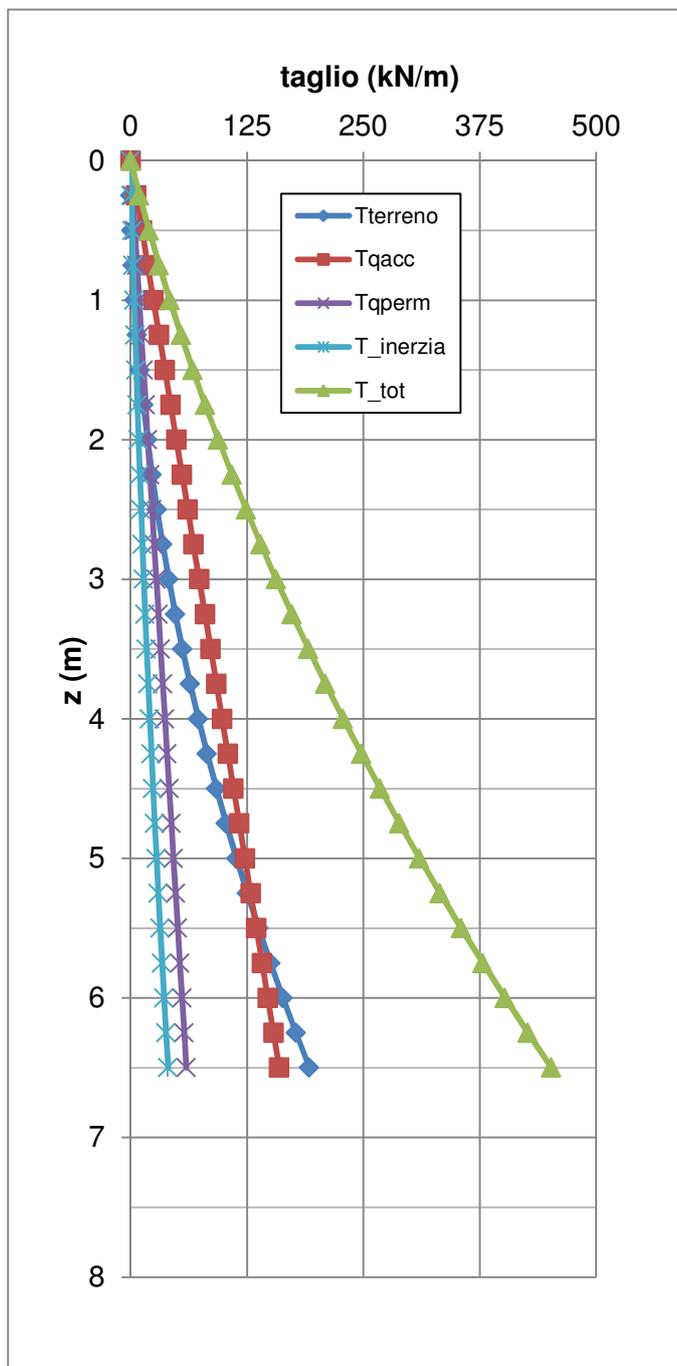


Figura 24: andamento del taglio (condizione sismica -)

8.4 Riepilogo dei valori delle sollecitazioni

Di seguito si riportano le tabelle riepilogative contenenti i valori delle caratteristiche della sollecitazione nelle diverse sezioni del muro e sui pali di fondazione secondo lo schema grafico sottostante.

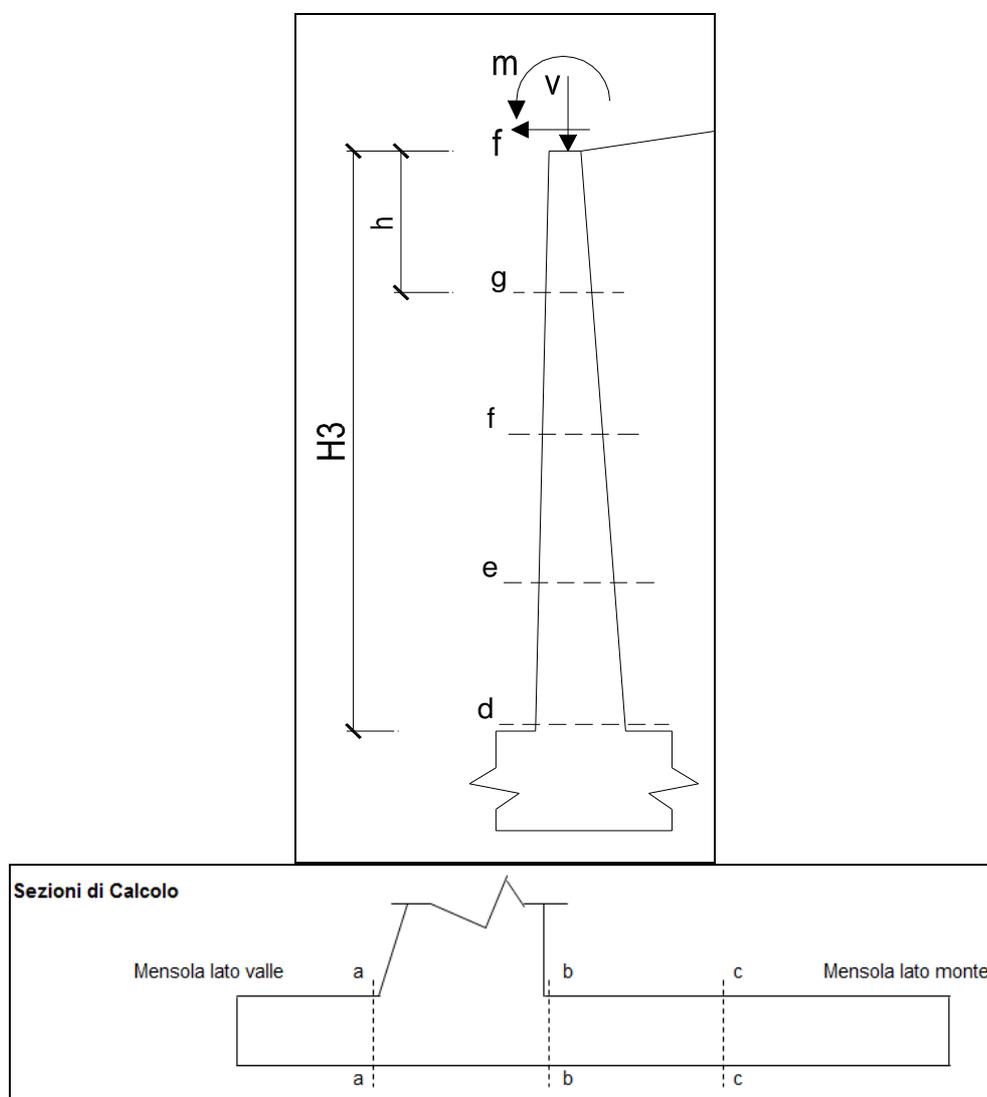


Figura 25: schema grafico con la posizione delle sezioni di calcolo strutturale (paramento e fondazione)

MURO Htot= 7.50 m		condizioni statiche						condizioni sismiche					
		SLE-spinta a riposo			SLU-STR-spinta a riposo			SLV-STR-Mononobe-O. (+)			SLV-STR-Mononobe-O. (-)		
sezione	z	M	N	T	M	N	T	M	N	T	M	N	T
[-]	[m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
d-d	7.5	987	118	362	1377	153	499	1515	138	439	1618	98	490
e-e	5.63	502	78	239	706	102	332	744	92	290	813	65	319
f-f	3.75	200	46	137	283	59	193	283	54	167	318	38	180
g-g	1.88	44	20	58	63	25	82	59	23	70	69	16	74

FONDAZIONE MURO H= 7.50 m		condizioni statiche						condizioni sismiche					
		SLE-spinta a riposo			SLU-STR-spinta a riposo			SLV-STR-Mononobe-O. (+)			SLV-STR-Mononobe-O. (-)		
sezione		M	N	T	M	N	T	M	N	T	M	N	T
[-]		[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN/m]
a-a		278	0	570	356	0	570	439	0	745	446	0	416
b-b		-578	0	177	-1028	0	69	-1201	0	278	-1237	0	197

MURO Htot= 7.50 m (azioni totali)	Sollecitazioni rispetto al baricentro della palificata				Sollecitazioni sui pali		
combinaz.	condizioni	Np	Mp	Tp	N pali all.1	N pali all.2	T pali
[-]		[kN/m]	[kNm/m]	[kN/m]	[kN]	[kN]	[kN]
SLE-spinta a riposo	statiche	603	1040	1040	1796	13	672
SLU-STR-spinta a riposo	statiche	603	1583	616	2261	-453	924
SLV-STR-Mononobe-O. (+)	sismiche	603	525	282	2783	-791	1035
SLV-STR-Mononobe-O. (-)	sismiche	664	2085	690	2780	-1155	1062

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	<small>LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI6805-001-A - OPERE D'ARTE: RI68: MURO DI SOSTEGNO IN DX L=1188.31 m DAL Km 29+200 AL Km 30+404.979- RELAZIONE DI CALCOLO</small>	Pag 59di 95

9 VERIFICHE SUI PALI DI FONDAZIONE (caratteristiche di sollecitazione)

L'azione tagliante in testa ai pali di fondazione risultante dai carichi orizzontali agenti sul paramento del muro è stata applicata al palo (come forza orizzontale) e nell'ipotesi di testa palo incastrata sono stati calcolati gli andamenti lungo il fusto del momento flettente e del taglio. Per il calcolo ci si è avvalsi di apposito software sviluppato in ambiente Basic. Il software considera il palo immerso in un terreno caratterizzato, in termini di rigidità, dalla costante di Winkler. L'equazione differenziale per la flessione di un palo immerso nel terreno è la seguente:

$$EJ \frac{d^4 y}{dz^4} + p = 0$$

nella quale:

- E: modulo di elasticità del materiale costituente il palo;
- J: momento d'inerzia del palo;
- y: spostamento del palo alla generica profondità;
- z: profondità dal piano campagna;
- p: forza laterale netta del terreno sul palo per unità di lunghezza in ciascun punto.

Nel presente caso sono stati utilizzati, cautelativamente, i seguenti valori di costante di reazione laterale:

- K= 20000 kN/m³ con un gradiente di 1000 kN/m³/m per i primi 20 m di profondità all'interno dello strato dei limi e delle argille;
- K= 35000 kN/m³ con un gradiente di 1000 kN/m³/m per i rimanenti 5 m di palo all'interno dello strato delle sabbie di base.

Risolvendo l'equazione differenziale nel caso in cui sia p= K*y e T sia la forza applicata in testa al palo, si ottiene:

$$y = \frac{T}{2EJ\beta^3} e^{-\beta z} \cos \beta z$$

$$M = -\frac{T}{\beta} e^{-\beta z} \sin \beta z$$

Con M momento flettente sul palo alla profondità z e,

$$\beta = \left[\frac{K}{4EJ} \right]^{\frac{1}{4}}$$

Se, come nel presente caso, il palo è impedito di ruotare in testa, le precedenti equazioni diventano:

$$y = \frac{T}{4EJ\beta^3} e^{-\beta z} [\cos \beta z + \sin \beta z]$$

$$M = \frac{T}{2\beta} e^{-\beta z} [\sin \beta z - \cos \beta z]$$

Di seguito si riportano i risultati dei calcoli allo SLE ed allo SLV sismico.

SLE:

M= 762 kN*m

N= 13 kN; 1796 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 571 kN

SLV

M= 1205 kN*m

N= -1155 kN; 2780 kN (sforzo negativo se di trazione)

T= 904 kN

I grafici che seguono riportano l'andamento delle sollecitazioni fino a profondità per le quali i valori non divengono praticamente trascurabili.

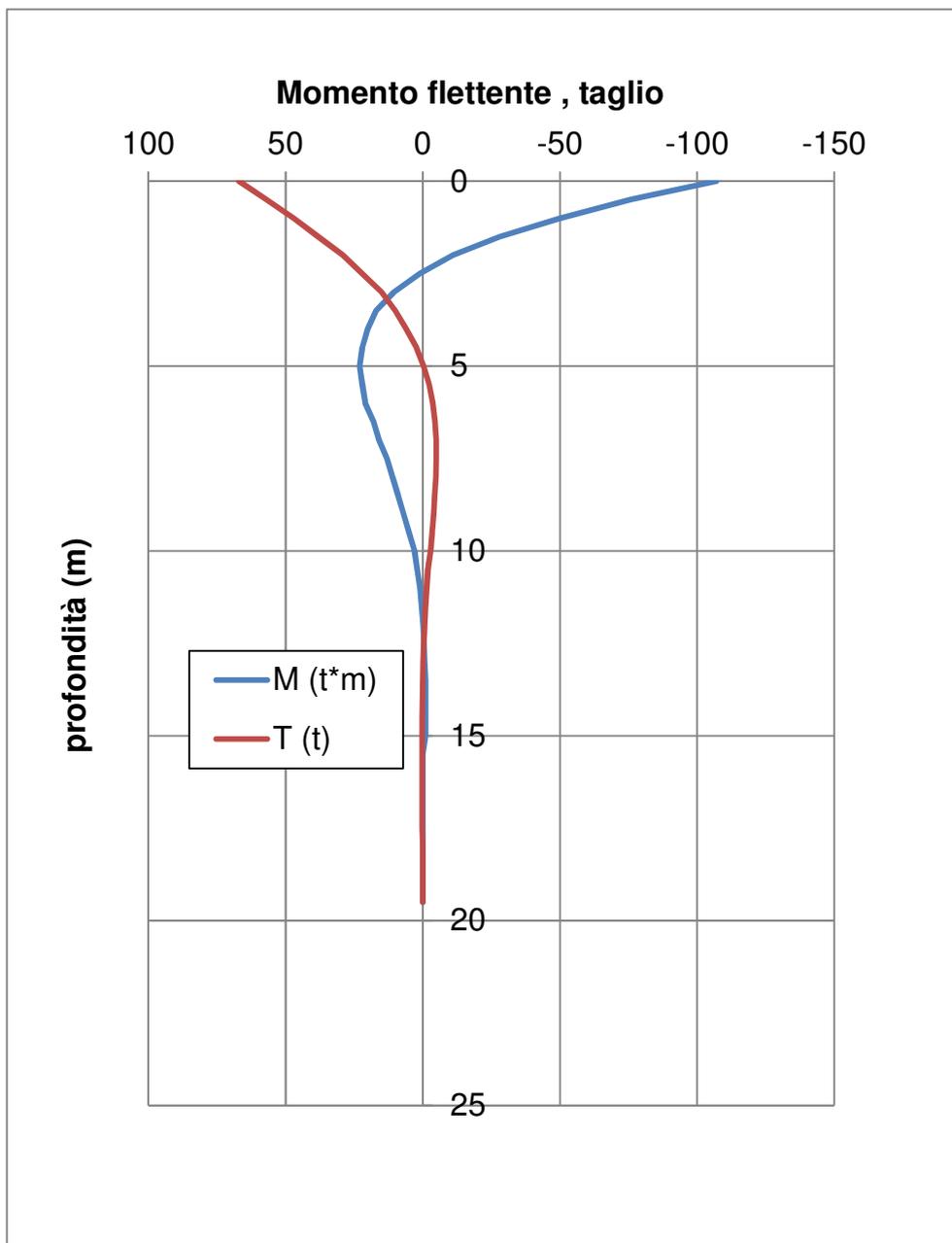


Figura 26: andamenti del momento flettente e del taglio lungo il fusto del palo allo SLE

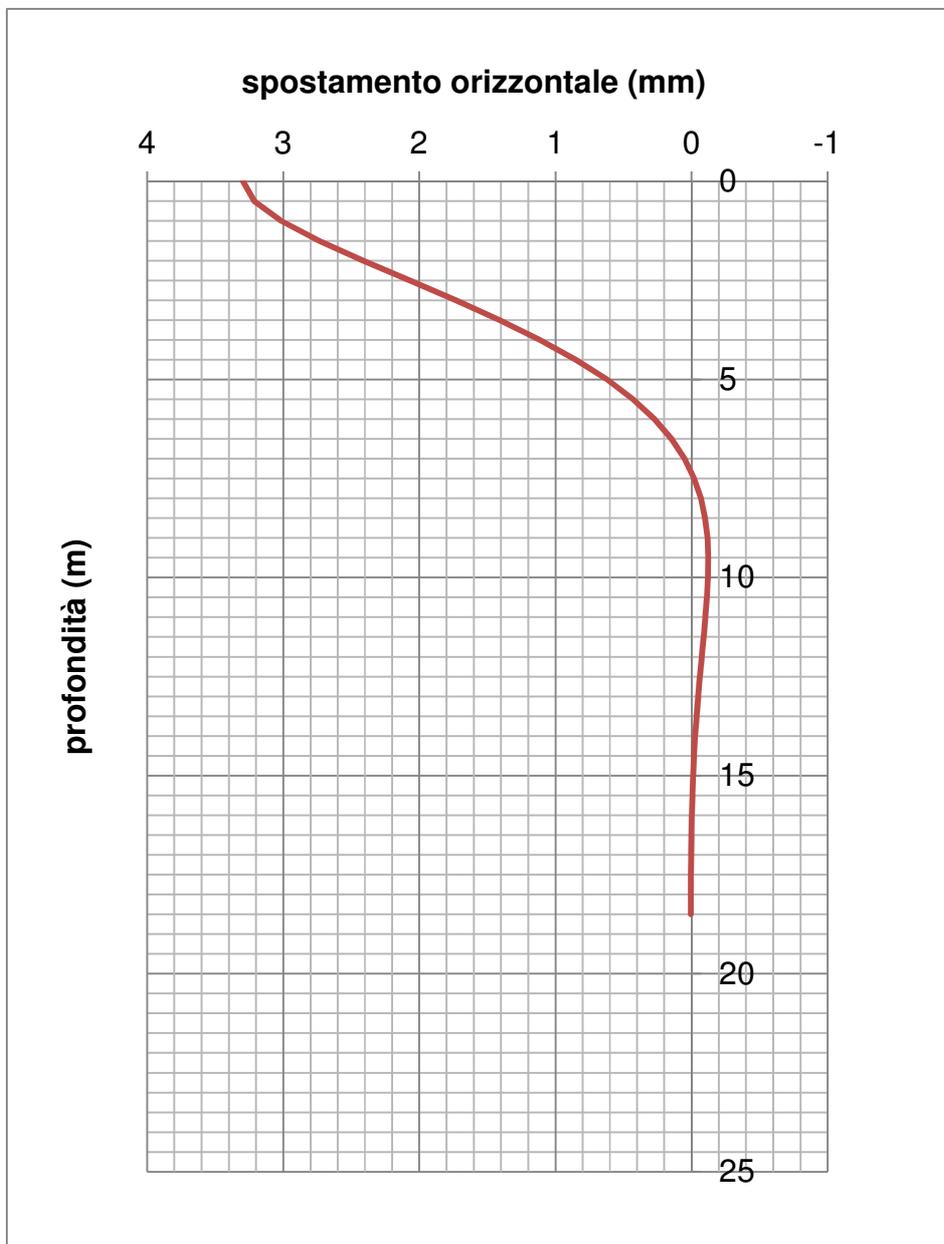


Figura 27: andamenti degli spostamenti orizzontali allo SLE

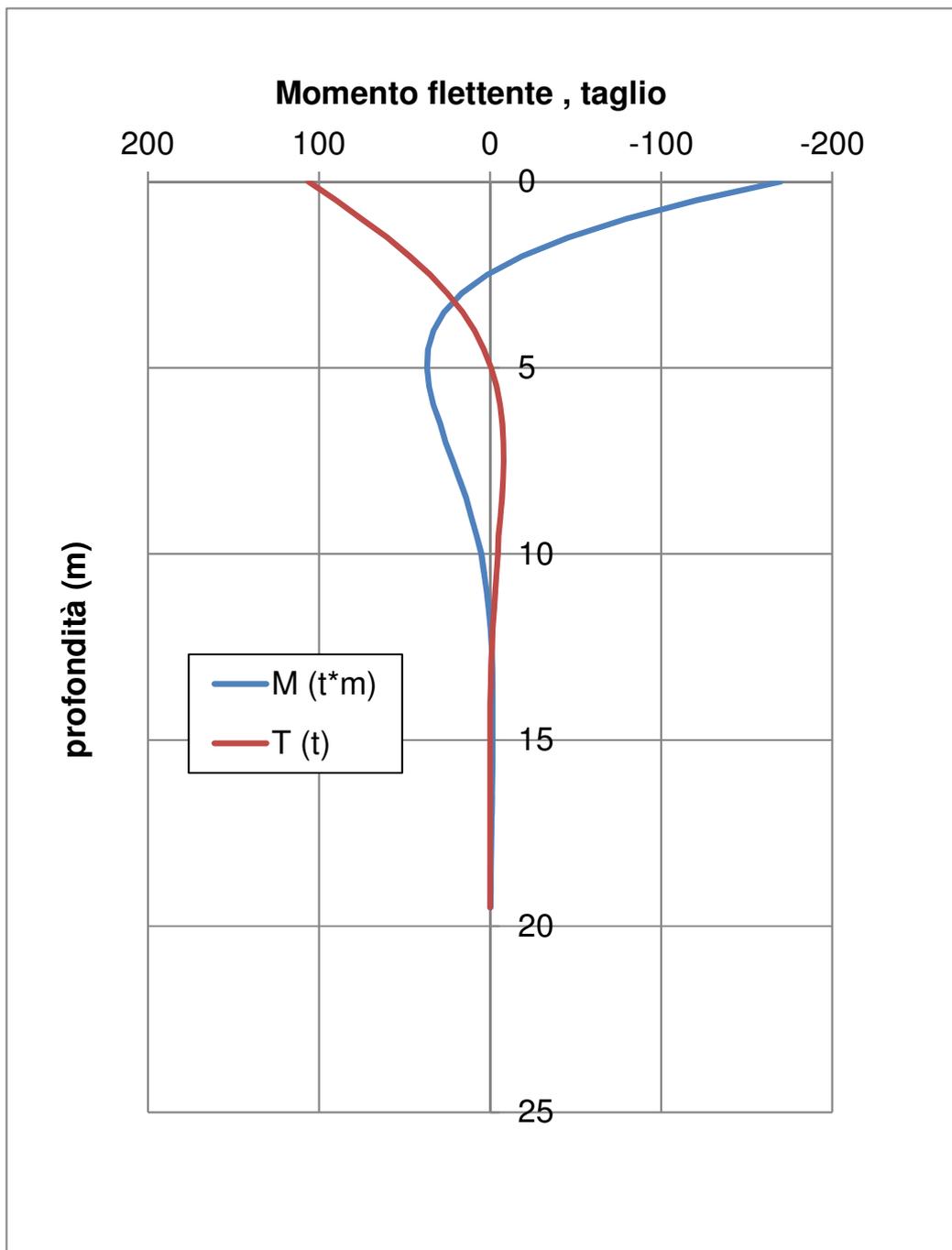


Figura 28: andamenti del momento flettente e del taglio lungo il fusto del palo allo SLV

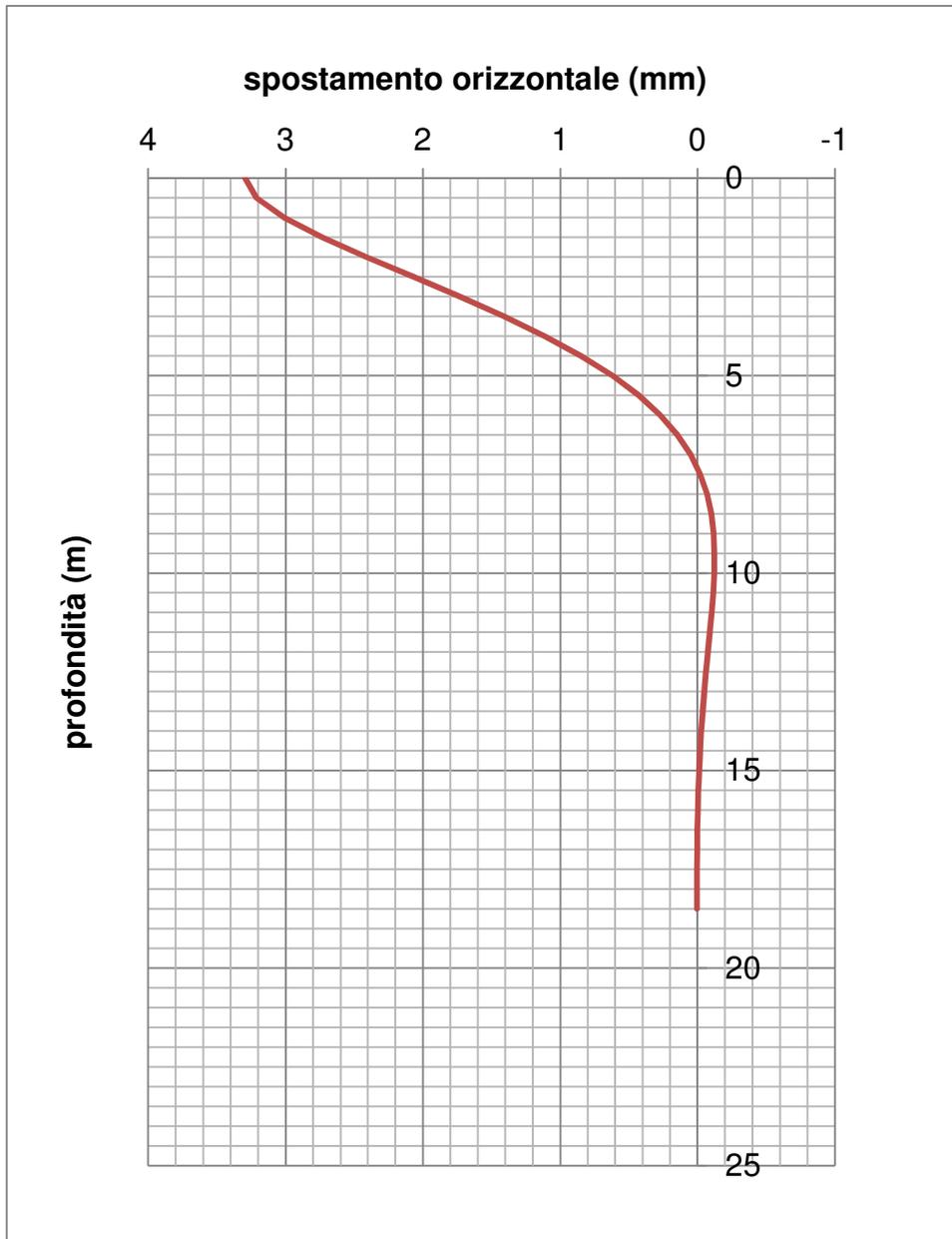


Figura 29: deformata del del palo allo SLE

 ATI bonifica	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI6805-001-A - OPERE D'ARTE: RI68: MURO DI SOSTEGNO IN DX L=1188.31 m DAL Km 29+200 AL Km 30+404.979- RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 65di 95

10 VERIFICHE DI PORTANZA DEI PALI DI FONDAZIONE

La capacità portante verticale dei pali di fondazione è calcolata sia come somma della portata laterale ($P_{l,lim}$) e di quella alla base ($P_{b,lim}$), sia valutando separatamente i due contributi.

Per il calcolo delle tensioni verticali efficaci si è considerato un livello di falda coincidente con il piano campagna.

La portanza alla base è stata calcolata mediante la relazione:

$$P_{b,lim} = (N_q \sigma'_v + N_c c') A_b$$

con un valore della coesione pari a 1 t/m^2 (strato delle sabbie). Il termine σ'_v rappresenta la tensione verticale efficace alla base del palo.

Per i fattori di capacità portante sono stati assunti i seguenti valori:

$N_q = 18$ (ricavato dalla teoria di Berezatzev per pali di grande diametro per un valore dell'angolo di attrito di 34°).

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \varphi' = 25.2$$

La portanza laterale è stata valutata, facendo riferimento alla relazione seguente:

$$P_{l,lim} = K_s \sum_i [\tan(\varphi) \sigma'_v A_i] + \alpha \sum_i c'_i A_i$$

(nella quale il pedice "i" è riferito agli strati presenti lungo il fusto del palo).

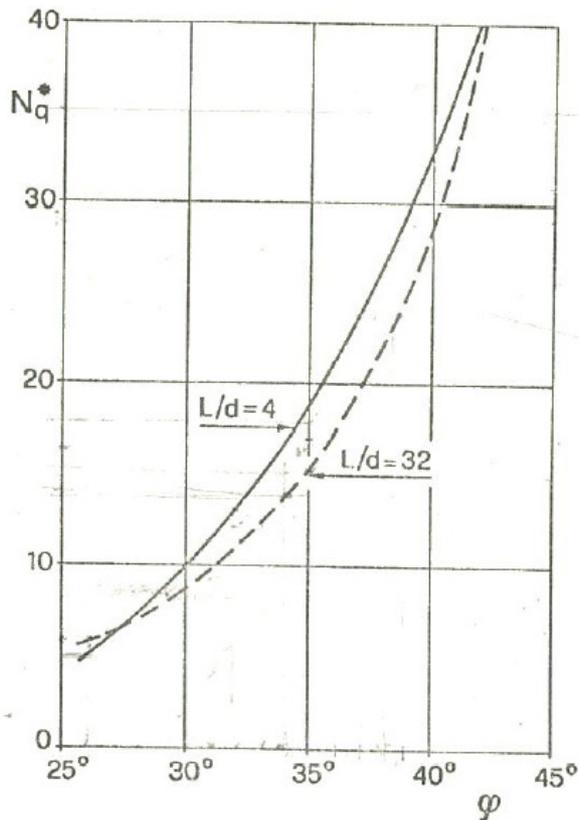


Figura 30: coefficienti N_q^* (Berezantzev, 1965) corrispondenti all'insorgere di deformazioni plastiche alla punta

Per il fattore K_s è stato assunto un valore pari a 0.7 sulla base delle modalità esecutive del palo (del tipo trivellato), mentre l'adesione lungo il fusto del palo è stata ridotta moltiplicandola per il fattore $\alpha = 0.5$.

Di seguito si riportano i risultati dei calcoli di portanza.

I fattori di sicurezza risultano pari rispettivamente a:

- SLE: $F_s = 3.97$
- SLV (palo in compressione): $F_s = 1.44$
- SLV (palo in trazione): $F_s = 2.28$

Stato limite di esercizio

CARICO LIMITE PALI (SLE)																
Analisi dei carichi:																
azione in testa al palo																
N_{max} = 126 t (permanente)																
N_{max} = 54 t (accidentale)																
Parametri geometrici di calcolo:																
Tratto utile palo al di sotto del solettone di fondo																
diametro palo	D=	1.0	m	quota superiore	Z _{u,sup} =	0	m									
area di base	A _B =	0.785	m ²	quota inferiore	Z _{u,inf} =	-25	m									
quota testa palo	Q _t =	0	m	altezza utile	h _u =Z _{u,sup} -Z _{u,inf}	=	25	m								
quota fondo palo	Q _f =	-25	m													
lunghezza palo	L _P =Q _t -Q _f	=	25	m												
lunghezza parte infissa	L _i =	25	m													
quota falda	Z _w =	0	m													
lunghezza parte in falda	L _{pw} =Z _w -Q _f	=	25.00	m												
	L/D=	25														
Carichi agenti:																
Peso proprio della palo																
P _p =L _P ·A _B ·γ _{cls}	=	49	t	Carichi applicati												
P _{pw} =L _{pw} ·A _B ·γ _w	=	20	t													
P _p '=P _p -P _{pw} = W'	=	29	t													
R= N _{max} = 180 t																
Portata laterale limite																
P_{l,lim} = K_sΣ_i[tan(φ)_v' A_i] + αΣ_ic'_iA_i																
	γ	Z _{sup}	Z _{inf}	Z _m	n _m =(Z _{sup} -Z _{inf})	φ	σ _v	u	Δu	σ _v '	A _i =h _{i,m} ·xP	tg(φ) _v 'A _i	α	c'	q _{sa} 'A _i	
	t/m ³	m	m	m	m	°	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m ²	t	-	t/m ²	t	
Limo arg. Sc	1.91	0.00	-14.00	-7.00	14.0	26	13.37	7.00	0.00	6.37	43.98	136.65	0.5	1.5	32.99	
sabbia	1.84	-14.00	-16.00	-15.00	2.0	34	28.58	15.00	0.00	13.58	6.28	57.55	0.5	1	3.14	
Limo arg.	1.91	-16.00	-20.00	-18.00	4.0	26	34.24	18.00	0.00	16.24	12.57	99.54	0.5	1.5	9.42	
sabbia	1.84	-20.00	-25.00	-22.50	5.0	34	42.66	22.50	0.00	20.16	15.71	213.60	0.5	1	7.85	
												Σ_i	409	t		
K_s	0.7	(pali trivellati)			P_{l,lim} = 409 t											
Portata alla base limite																
P_{b,lim} = (N_qσ_v' + N_cc')A_B																
N _q (φ')	=	18	(fattore di capacità portante secondo Berezantzev)													
N _c (φ')	=	25.2	N _c = (N _q -1)·cotg φ'													
c'	=	1	t/m ²													
σ _{v0}	=	47.26	t/m ²													
u	=	25.00	t/m ²													
σ _{v0} '	=	22.26	t/m ²	P_{b,lim} = 334 t												
Portata utile																
P_{tot} = P_{l,lim} + P_{b,lim} = 743 t																
P_u = P_{l,lim} + P_{b,lim} - W' = 714 t																
Coefficiente di sicurezza																
FS = (P_{l,lim} + P_{b,lim} - W') / N_{max} = 3.97																

Stato limite ultimo (SLV) – palo in compressione

CARICO LIMITE PALI (SLV:A1+M1+R3)															
Analisi dei carichi:															
azione in testa al palo															
$N_{max} = 219$ t (permanente)															
$N_{max} = 59$ t (accidentale)															
Parametri geometrici di calcolo:															
Tratto utile palo al di sotto del solettone di fondo															
diametro palo	D=	1.0	m	quota superiore	$Z_{u,sup} =$	0	m								
area di base	$A_B =$	0.79	m ²	quota inferiore	$Z_{u,inf} =$	-25	m								
quota testa palo	$Q_t =$	0	m	altezza utile	$h_u = Z_{u,sup} - Z_{u,inf} =$	25	m								
quota fondo palo	$Q_f =$	-25	m												
lunghezza palo	$L_p = Q_t - Q_f =$	25	m												
lunghezza parte infissa	$L_i =$	25	m												
quota falda	$Z_w =$	0	m												
lunghezza parte in falda	$L_{pw} = Z_w - Q_f =$	25.00	m												
	$L/D =$	25													
Carichi agenti:															
Peso proprio della paratia															
Carichi applicati															
$P_p = L_p \cdot A_B \cdot \gamma_{cls} =$	49	t													
$P_{pw} = L_{pw} \cdot A_B \cdot \gamma_w =$	20	t													
$P_p' = P_p - P_{pw} = W' =$	29	t													
			$R = N_{max} = 278$ t												
Portata laterale limite															
$P_{l,lim} = K_c \Sigma_i [\tan(\phi) \sigma_v' \cdot A_i] + \alpha \Sigma_i c' \cdot A_i$															
	γ	Z_{sup}	Z_{inf}	Z_m	$h_m = (Z_{sup} - Z_{inf})$	ϕ	α_v	u	Δu	α_v'	$A_i = h_m \cdot X \cdot P$	$tg(\theta) \cdot \alpha_v' \cdot A_i$	α	c'	$q_{sd} \cdot A_i$
	t/m ³	m	m	m	m	°	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m ²	t	-	t/m ²	t
Limo arg.	1.91	0.00	-14.00	-7.00	14.0	26	13.37	7.00	0.00	6.37	43.98	136.65	0.5	1.5	32.99
sabbia	1.84	-14.00	-16.00	-15.00	2.0	34	28.58	15.00	0.00	13.58	6.28	57.55	0.5	1	3.14
Limo arg.	1.91	-16.00	-20.00	-18.00	4.0	26	34.24	18.00	0.00	16.24	12.57	99.54	0.5	1.5	9.42
sabbia	1.84	-20.00	-25.00	-22.50	5.0	34	42.66	22.50	0.00	20.16	15.71	213.60	0.5	1	7.85
												$\Sigma_i =$	409	t	
Portata alla base limite															
$P_{b,lim} = (N_q \sigma_v' + N_c c') \cdot A_B$															
$N_q(\phi) =$	18	(fattore di capacità portante secondo Berezantzev)													
$N_c(\phi) =$	25.2	$N_c = (N_q - 1) \cdot \cotg \phi'$													
$c' =$	1	t/m ²													
$\alpha_{v0} =$	47.26	t/m ²													
$u =$	25.00	t/m ²													
$\alpha_{v0}' =$	22.26	t/m ²													
			fattore riduzione Rcal $\xi_5 = 1.40$ (9 verticali di indagine)												
			$P_{b,lim} = 239$ t												
Portata utile															
$P_{tot} = P_{l,lim} + P_{b,lim} = 431$ t															
$P_u = P_{l,lim} + P_{b,lim} - W' = 401$ t (corretta con i fattori di sicurezza parziali)															
Coefficiente di sicurezza															
$FS = (P_{l,lim} + P_{b,lim} - W') / N_{max} = 1.44$															
*: da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati delle prove di carico															

Stato limite ultimo (SLV) – palo in trazione

CARICO LIMITE PALI (SLV:A1+M1+R3)															
(palo in trazione)															
Analisi dei carichi:															
azione in testa al palo															
N _{max} = 41 t (permanente)															
N _{max} = 75 t (accidentale)															
Parametri geometrici di calcolo:															
Tratto utile palo al di sotto del solettone di fondo															
diámetro palo	D=	1.0	m	quota superiore	Z _{u,sup} =	0	m								
area di base	A _B =	0.79	m ²	quota inferiore	Z _{u,inf} =	-25	m								
quota testa palo	Q _t =	0	m	altezza utile	h _u =Z _{u,sup} -Z _{u,inf} =	25	m								
quota fondo palo	Q _f =	-25	m												
lunghezza palo	L _p =Q _t -Q _f =	25	m												
lunghezza parte infissa	L _i =	25	m												
quota falda	Z _w =	0	m												
lunghezza parte in falda	L _{pw} =Z _w -Q _f =	25.00	m												
	L/D=	25													
Carichi agenti:															
Peso proprio della paratia															
P _p =L _p A _B γ _{cl} =		49	t	Carichi applicati											
P _{pw} =L _{pw} A _B γ _w =		20	t	R= N _{max} = 116 t											
P _p +P _{pw} = W' =		29	t												
Portata laterale limite															
P _{l,lim} = K _s Σ _i [tan(φ)σ _v ' A _i]+αΣ _i c' _i A _i															
	γ	Z _{sup}	Z _{inf}	Z _m	h _m =(Z _{sup} -Z _{inf})	φ	σ _v	u	Δu	α _v '	A _i =h _m xP	tg(φ)α _v 'A _i	α	c'	Q _{sd} 'A _i
	t/m ³	m	m	m	m	°	t/m ²	t/m ²	t/m ²	t/m ²	m ²	t	-	t/m ²	t
Limo arg.	1.91	0.00	-14.00	-7.00	14.0	26	13.37	7.00	0.00	6.37	43.98	136.65	0.5	1.5	32.99
sabbia	1.84	-14.00	-16.00	-15.00	2.0	34	28.58	15.00	0.00	13.58	6.28	57.55	0.5	1	3.14
Limo arg.	1.91	-16.00	-20.00	-18.00	4.0	26	34.24	18.00	0.00	16.24	12.57	99.54	0.5	1.5	9.42
sabbia	1.84	-20.00	-25.00	-22.50	5.0	34	42.66	22.50	0.00	20.16	15.71	213.60	0.5	1	7.85
												Σ _i =	409	t	
fattore riduzione Rcal ξ = 1.40 (10 verticali di indagine)															
K _s = 0.7 (pali trivellati)	P _{l,lim} = 292 t														
Portata alla base limite															
P _{b,lim} =(N _q σ _v ' +N _c c')A _B															
N _q (φ') = 0	(fattore di capacità portante secondo Berezantsev)														
N _c (φ') = -1.5	N _c = (N _q -1)*cotg φ'														
c' = 0	t/m ²														
α _{v0} ' = 47.26	t/m ²														
u = 25.00	t/m ²														
α _{v0} ' = 22.26	t/m ²														
fattore riduzione Rcal ξ = 1.40 (9 verticali di indagine)															
P _{b,lim} = 0 t															
Portata utile															
P _{tot} =P _{l,lim} = 233 t															
P _u =P _{l,lim} +W' = 263 t (corretta con i fattori di sicurezza parziali)															
Coefficiente di sicurezza															
pali trivellati															
R1	R2	R3													
1	1.7	1.35	(base)												
1	1.45	1.15	(laterale compr.)												
1	1.6	1.3	(totale*)												
1	1.6	1.25	(laterale traz.)												
												FS= (P _{l,lim} +P _{b,lim} -W') / N _{max} =	2.28		
*: da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati delle prove di carico															

11 DESCRIZIONE DELLE VERIFICHE STATICHE

11.1 Verifiche a fessurazione

Al fine di assicurare la funzionalità e la durata della struttura è necessario non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione. Nel presente caso si è scelto di operare le verifiche pertinenti nelle seguenti condizioni (in accordo con quanto riportato nella tabella seguente):

- Armature poco sensibili alla corrosione;
- Combinazione di carico: quasi permanente;
- Condizioni ambientali: da ordinarie (XC2) ad aggressive (XC4).

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

Figura 31: criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Il procedimento di calcolo dell'apertura delle fessure fa riferimento al metodo semplificato per la determinazione delle tensioni normali (coefficiente di omogeneizzazione $n=15$), sviluppato attraverso i seguenti passi:

- 1) Calcolo dell'area efficace $A_{c,eff}$, ovvero dell'area di conglomerato in zona tesa entro cui le singole barre hanno la capacità di influenzare l'apertura delle fessure. Si assume che per la singola barra l'area efficace abbia forma circolare con raggio r pari a 7 volte il diametro della barra. Per il calcolo di $A_{c,eff}$ si fa riferimento all'analisi della sezione nello stato 2 (*interamente fessurato*).

2) Calcolo della distanza media tra le fessure s_{rm} , riferita al baricentro della barra più tesa.

Si utilizza la seguente relazione sperimentale:

$$s_{rm} = 2 \cdot (c + s/10) + K_2 \cdot K_3 \cdot \Phi / \rho_r$$

nella quale:

- c : ricoprimento dell'armatura;
- Φ : diametro medio delle barre comprese nell'area efficace;
- s : distanza minima tra la barra più tesa e le altre ($s \leq 14\Phi$);
- K_2 : 0.4 (solo barre ad aderenza migliorata);
- K_3 : 0.125 (con flessione o pressoflessione);
0.250 (con trazione pura);
0.25 * [($\sigma_1 + \sigma_2$) / σ_1] (con trazione eccentrica); le tensioni limite sono ricavate nello *stato 1*;
- ρ_r : $A_s / A_{c,eff}$

3) Calcolo della deformazione unitaria media ε_{sm} in corrispondenza della barra più tesa, tenendo conto dell'effetto di irrigidente del calcestruzzo teso, mediante la seguente relazione:

$$\varepsilon_{sm} = \zeta \cdot \sigma_s / E_s$$

nella quale:

- $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_{s2}$ = trazione nella barra più tesa nello *stato 2*;
- $\zeta = 1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot (f_{ctm} / \sigma_{t,max})^2 \geq 0.4$
- β_1 : coefficiente che tiene conto dell'aderenza acciaio-calcestruzzo e vale:
1 per barre ad aderenza migliorata,
0.5 per barre lisce;
- β_2 : coefficiente che tiene conto del fluage di aderenza e vale:
1 per carichi di breve durata;
0.5 per carichi di lunga durata o ripetuti;

4) Infine il valore dell'ampiezza media delle fessure è pari a:

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot s_{rm}$$

che fornisce quello di calcolo pari a: $w_d = 1.7 \cdot w_m$

11.2 Verifiche a pressoflessione allo Stato Limite Ultimo

La verifica delle sezioni allo SLU in presenza di sforzo normale N e momento flettente M si basa sulle seguenti ipotesi:

- 1) le sezioni si conservano piane fino a rottura;
- 2) assenza di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo;
- 3) il conglomerato teso a rottura è supposto totalmente fessurato per cui non fornisce alcun contributo alla resistenza;
- 4) per il conglomerato compresso viene assunta una determinata legge sforzi-deformazioni di calcolo con deformazione unitaria massima pari a 0.0035 nel caso in cui l'asse neutro (per flessione e sforzo normale) sia reale, e variabile da 0.0035 a 0.002 man mano che l'asse neutro, esterno alla sezione, tenda all'infinito;

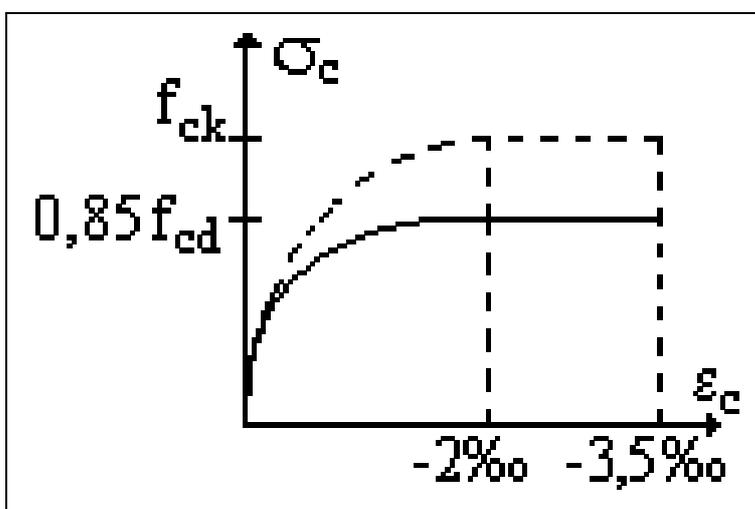


Figura 32: diagramma sforzi-deformazioni di calcolo per il calcestruzzo

- 5) per l'acciaio è ammessa una deformazione unitaria massima di trazione pari a -0.01; il diagramma di calcolo sforzi-deformazioni si deduce da quello caratteristico con un'affinità parallela alla tangente all'origine nel rapporto $1/\gamma_s$. In mancanza di dati sperimentali può assumersi il diagramma riportato nella figura che segue.

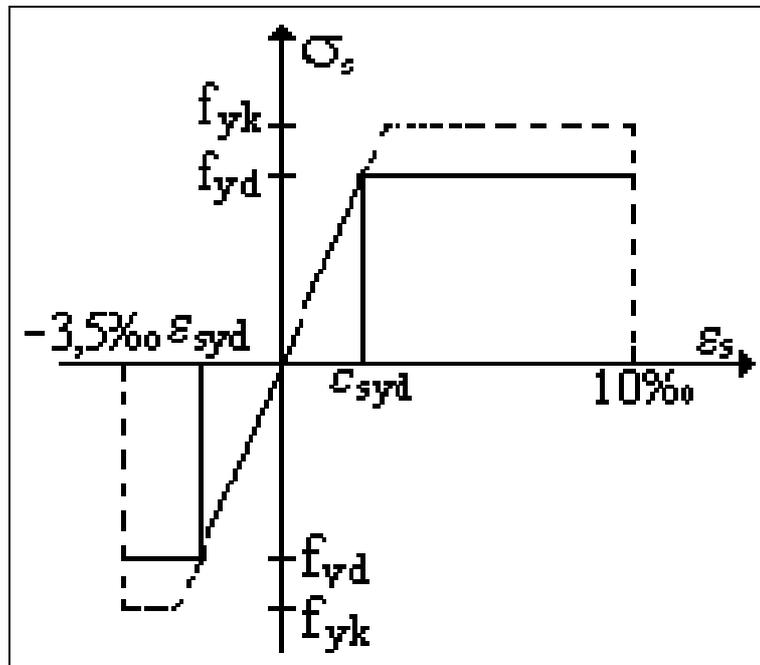


Figura 33: diagramma sforzi-deformazioni di calcolo per l'acciaio

11.3 Verifiche a taglio allo Stato Limite Ultimo

11.3.1 Verifiche della sezione in assenza di armatura di taglio

La verifica di resistenza risulta soddisfatta quando $V_{Rd} \geq V_{Ed}$, essendo V_{Ed} il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio per elementi sprovvisti di armatura a taglio si valuta con [par. 4.1.2.1.3.1 NTC2008].

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

nella quale:

k $1 + (200/d)0.5 \leq 2.0$

v_{\min} $0.035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$

d Altezza utile della sezione [mm]

ρ_l $A_{sl}/(b_w d) \leq 0.02$

A_{sl} Area longitudinale

b_w Larghezza minima della sezione [mm]

σ_{cp} $N_{Ed}/A_c < 0.2 \cdot f_{cd}$ [MPa]

N_{Ed} Sforzo assiale agente sulla sezione

A_c Sezione calcestruzzo [mm²]

 	Linea AV/AC VERONA – PADOVA	
	1° Sublotto VERONA – MONTEBELLO VICENTINO	
	LOTTO III- CODIFICA DOCUMENTO: 0-0-D-12-CL-RI6805-001-A - OPERE D'ARTE: RI68: MURO DI SOSTEGNO IN DX L=1188.31 m DAL Km 29+200 AL Km 30+404.979- RELAZIONE DI CALCOLO	Pag 75di 95

11.3.2 Verifiche della sezione in presenza di armatura di taglio

La resistenza al taglio $V_{R,d}$ è stata valutata attraverso il *metodo dell'inclinazione variabile del traliccio*, secondo quanto prescritto dalle N.T.C 2008. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cotg \theta \leq 2.5 \quad (\text{ovvero: } 22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ)$$

La verifica al taglio allo SLU richiede che sia soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove V_{Ed} rappresenta il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio-trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot (A_{st}/s) \cdot f_{yd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) \cdot \sin \alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio-compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

La resistenza al taglio della sezione è pari alla minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Il valore dell'angolo θ è stato ottenuto dalla seguente relazione:

$$\cotg \theta = \sqrt{\frac{b * f'_{cd}}{f_{yd} \frac{A_{st}}{s}} - 1}$$

che deriva dall'aver uguagliato la resistenza a "taglio-compressione" (V_{Rcd}) del conglomerato, a quella di "taglio-trazione" dell'armatura avendo θ come incognita. Tale criterio risponde all'esigenza di disporre nell'elemento strutturale in questione il quantitativo minimo di armatura a taglio al fine di scongiurare meccanismi di rottura di tipo fragile della sezione. La scelta effettuata è in accordo anche con quanto prescritto dall'Eurocodice 2/2005, che impone:

$$A_{st}/s \leq (f'_{cd}/f_{yd}) * b$$

La condizione sopra descritta evita di fatto che il calcestruzzo arrivi a rottura prima dello snervamento dell'acciaio di armatura.

Per il significato dei simboli si faccia riferimento al seguente elenco:

- b: larghezza della sezione;
- s: passo delle staffe;
- h: altezza della sezione;
- d: altezza utile della sezione;
- R_{ck} : resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo;
- \emptyset : diametro staffe;
- A_{st} : area delle staffe;
- f_{yd} : tensione di snervamento dell'acciaio di progetto;
- V_{Ed} : taglio di progetto;
- N_{Ed} : sforzo normale di calcolo nella sezione verificata;
- σ_{cp} : tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{cd}$);
- α_c : coefficiente maggiorativo dello sforzo normale;
- θ : angolo di inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave;

- $V_{R,d}$: resistenza al taglio;
- $V_{R,s,d}$: resistenza di calcolo a “taglio-trazione” (acciaio);
- $V_{R,c,d}$: resistenza di calcolo a “taglio-compressione” (conglomerato)

12 RISULTATI DELLE VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano le tabelle riepilogative contenenti i risultati delle verifiche strutturali unitamente ai calcoli sia per la pressoflessione che per il taglio.

12.1 Risultati verifiche a pressoflessione-muro

PARAMENTO				pressoflessione SLE			pressoflessione SLU		
sezione	spessore	armatura		w_k	σ_c	σ_a	SLU-STR	SLV (+)	SLV (-)
[-]	[-]	(zona tesa)	(zona compressa)	[mm]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
d-d	1.05	1Ø28/10	1Ø24/20	0.179	6.03	173.2	1.68	1.52	1.41
FONDAZIONE				pressoflessione SLE			pressoflessione SLU		
sezione	spessore	armatura		w_k	σ_c	σ_a	SLU-STR	SLV (+)	SLV (-)
[-]	[-]	(zona tesa)	(zona compressa)	[mm]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]
b-b	1.00	1Ø30/20+1Ø20/40	1Ø30/20	0.102	4.23	154.3	1.51	1.29	1.26

Legenda:

- w_k : apertura delle fessure;
- σ_c : massima tensione di compressione nel conglomerato (SLE-q.p.)
- σ_a : massima tensione di trazione nell'acciaio (SLE-q.p.)
- F_s : fattore di sicurezza della sezione allo SLU-SLV.

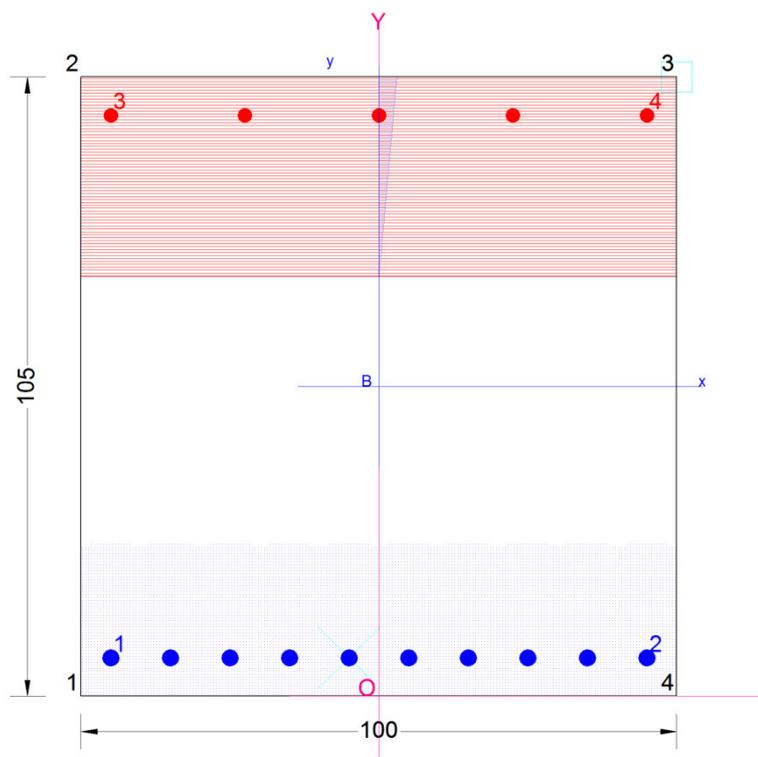


Figura 34: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – sezione del paramento (SLE)

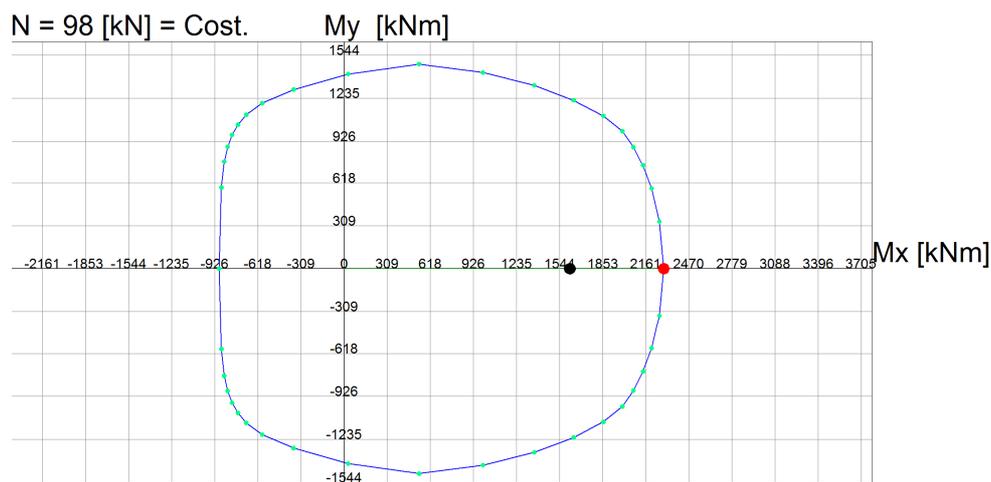


Figura 35: dominio di rottura – sezione del paramento

Tabulato verifica strutturale del paramento
DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: paramento

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.10	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336430	daN/cm ²
	Coeff. di Poisson:	0.20	
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	105.0
3	50.0	105.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	6.5	28
2	45.0	6.5	28
3	-45.0	98.5	24
4	45.0	98.5	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	28
2	3	4	3	24

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	15300	137700	0	0	0
2	13800	151500	0	0	0
3	9800	161800	0	0	0

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	11800	98700	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	15300	137700	0	15281	231428	0	1.678
2	S	13800	151500	0	13815	230789	0	1.522
3	S	9800	161800	0	9818	229045	0	1.415

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00958	50.0	105.0	0.00161	45.0	98.5	-0.02514	-45.0	6.5
2	0.00350	-0.00965	50.0	105.0	0.00160	45.0	98.5	-0.02529	-45.0	6.5
3	0.00350	-0.00985	50.0	105.0	0.00157	45.0	98.5	-0.02571	-45.0	6.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000290718	-0.027025421	----	----
2	0.000000000	0.000292313	-0.027192843	----	----
3	0.000000000	0.000296593	-0.027642239	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min, Yf min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
Af eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
Srm	Distanza media tra le fessure espressa in mm (§ B.6.6.3 Istruzioni DM96)
K3	Coeff.(§ B.6.6.3 Istruz. DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess.	Apertura fessure in mm. (Ap.Limite =0.300 mm) Calcolo secondo § 4.1.2.2.4.6 NTC.

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	Af eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	60.3	50.0	105.0	-1732	-5.0	6.5	2585	61.6	175	0.184	0.179

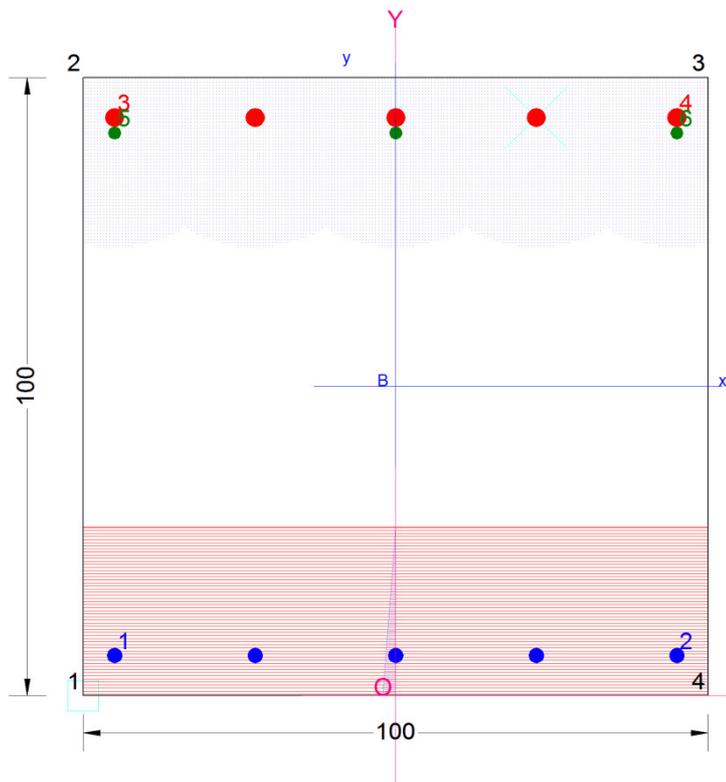
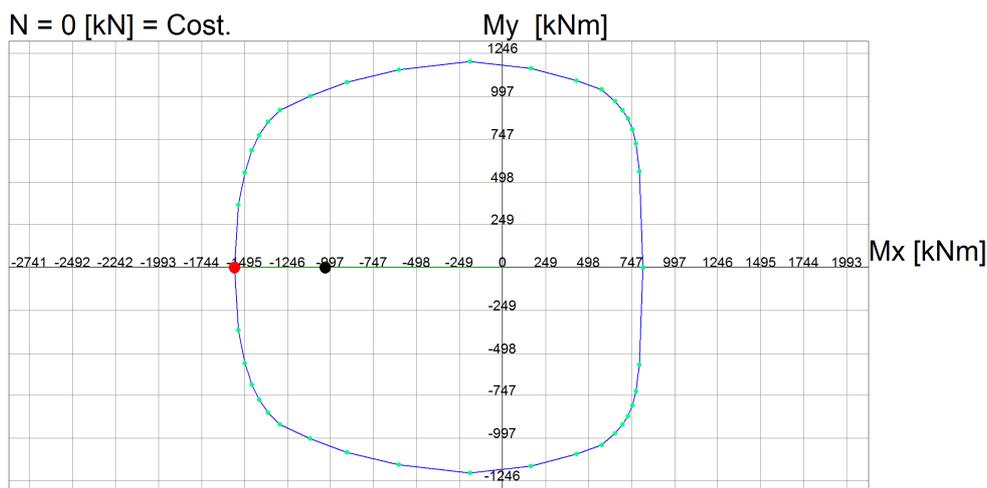


Figura 36: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – sezione di fondazione (SLE)



Passo Momenti Mx, My griglia = 249 kNm

Figura 37: dominio di rottura – sezione di fondazione

Tabulato verifica strutturale della fondazione
DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: fondazione

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.10	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336430	daN/cm ²
	Coeff. di Poisson:	0.20	
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. caratt. rottura ftk:	4500.0	daN/cm ²
	Resist. snerv. di calcolo fyd:	3913.0	daN/cm ²
	Resist. ultima di calcolo ftd:	3913.0	daN/cm ²
	Deform. ultima di calcolo Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00		
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	0.0
2	-50.0	100.0
3	50.0	100.0
4	50.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-45.0	6.5	24
2	45.0	6.5	24
3	-45.0	93.5	30
4	45.0	93.5	30
5	-45.0	91.0	20

6 45.0 91.0 20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini. Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin. Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	3	24
2	3	4	3	30
3	5	6	1	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0	-102800	0	0	0
2	0	-120100	0	0	0
3	0	-123700	0	0	0

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0	-57800	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 3.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.5 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	0	-102800	0	0	-155299	0	1.511
2	S	0	-120100	0	0	-155299	0	1.293
3	S	0	-123700	0	0	-155299	0	1.255

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.01355	-50.0	0.0	0.00091	-45.0	6.5	-0.03370	-45.0	93.5
2	0.00350	-0.01355	-50.0	0.0	0.00091	-45.0	6.5	-0.03370	-45.0	93.5
3	0.00350	-0.01355	-50.0	0.0	0.00091	-45.0	6.5	-0.03370	-45.0	93.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000397887	0.003500000	0.094	0.700
2	0.000000000	-0.000397887	0.003500000	0.094	0.700
3	0.000000000	-0.000397887	0.003500000	0.094	0.700

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min, Yf min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
Af eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
Srm	Distanza media tra le fessure espressa in mm (§ B.6.6.3 Istruzioni DM96)
K3	Coeff.(§ B.6.6.3 Istruz. DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess.	Apertura fessure in mm. (Ap.Limite =0.300 mm) Calcolo secondo § 4.1.2.2.4.6 NTC.

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	Af eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	42.3	-50.0	0.0	-1543	22.5	93.5	2653	44.8	195	0.180	0.102

12.2 Risultati verifiche a pressoflessione e taglio-palo di fondazione

Seguono i risultati delle verifiche a pressoflessione e taglio del palo di fondazione del muro.

SLE:

M= 762 kN*m; N= 13 kN (palo fila 2); N= 1796 kN (palo fila 1)

T= 571 kN

(lo sforzo normale è negativo se di trazione)

SLV

M= 1205 kN*m; N= -1155 kN (palo fila 2); 2780 kN (palo fila 1)

T= 904 kN

(lo sforzo normale è negativo se di trazione)

PALO DI FONDAZIONE		armatura	pressoflessione SLE			pressoflessione	taglio
palo fila	diametro		w_k	σ_c	σ_a	Fs	Fs,min
[-]	[m]		[mm]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]
1	1.00	26Ø26+13Ø20 (max)	0.092	8.06	78.4	2.43	1.4
2			0.283	7.46	174.9	1.77	

Figura 38: riepilogo dei risultati delle verifiche strutturali sui pali di fondazione

Note:

- la verifica al taglio riportata è stata eseguita sulla combinazione con azione tagliante massima (SLV (-)).
- Palo fila 1: rappresenta il palo di valle;
- Palo fila 2: rappresenta il palo di monte.
- L'armatura verificata è quella della testa del palo ad incidenza massima.

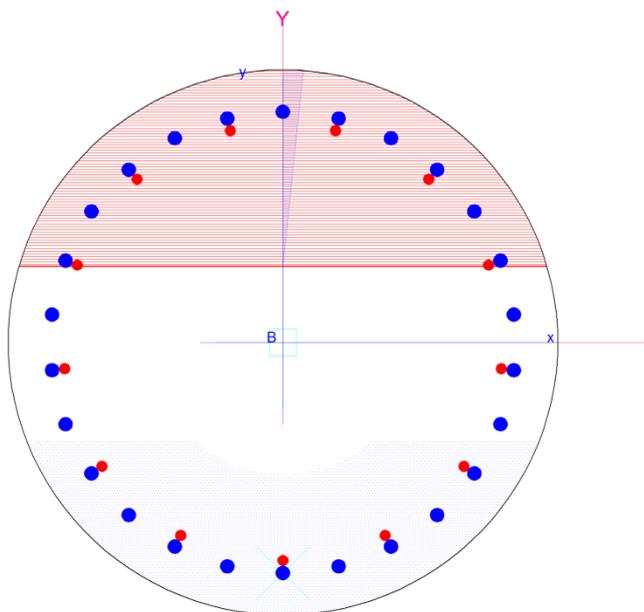
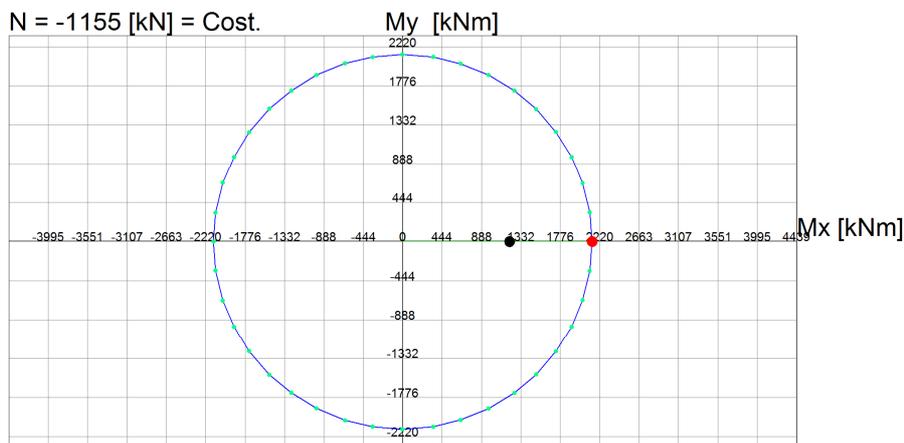


Figura 39: tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio – palo di fondazione (SLE)



Passo Momenti Mx, My griglia = 444 kNm

Figura 40: dominio di rottura – palo di fondazione

Tabulato verifica strutturale del palo di fondazione
DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.
NOME SEZIONE: PALO MURO H=7.50 m

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di calcolo fcd:	188.10	daN/cm ²
	Resis. compr. ridotta fcd':	0.00	daN/cm ²
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	336430	daN/cm ²
	Coeff. di Poisson:	0.20	
	Resis. media a trazione fctm:	31.00	daN/cm ²
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.0	
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	144.00	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.300	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. caratt. rottura ftk:		4500.0	daN/cm ²
Resist. snerv. di calcolo fyd:		3913.0	daN/cm ²
Resist. ultima di calcolo ftd:		3913.0	daN/cm ²
Deform. ultima di calcolo Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C32/40

Raggio circ.:	50.0 cm
X centro circ.:	0.0 cm
Y centro circ.:	0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre				
Xcentro	Ascissa [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Ycentro	Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate				
Raggio	Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate				
N°Barre	Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza				
Ø	Diametro [mm] della singola barra generata				

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
--------	---------	---------	--------	---------	---

1	0.0	0.0	42.3	26	26
2	0.0	0.0	40.0	13	20

ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx	Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	278000	120500	0	0	0
2	-115500	120500	0	0	0

COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	179600	76200	0
2	1300	76200	0

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	6.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [daN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Momento flettente assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N ult	Sforzo normale ultimo [daN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My ult	Momento flettente ultimo [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult,My ult) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N ult	Mx ult	My ult	Mis.Sic.
1	S	278000	120500	0	277996	293342	0	2.434
2	S	-115500	120500	0	-115506	213511	0	1.772

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace

Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xf min	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xf max	Ascissa in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	ec 3/7	Xc max	Yc max	ef min	Xf min	Yf min	ef max	Xf max	Yf max
1	0.00350	-0.00035	0.0	50.0	0.00281	0.0	42.3	-0.00478	0.0	-42.3
2	0.00350	-0.00280	0.0	50.0	0.00237	0.0	42.3	-0.01007	0.0	-42.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità a rottura in presenza di sola fless.(travi)
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000089729	-0.000986448	----	----
2	0.000000000	0.000146990	-0.003849496	----	----

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [daN/cm ²]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [daN/cm ²]
Xf min, Yf min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
Af eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
Srm	Distanza media tra le fessure espressa in mm (§ B.6.6.3 Istruzioni DM96)
K3	Coeff.(§ B.6.6.3 Istruz. DM96) dipendente dalla forma del diagramma tensioni
Ap.fess.	Apertura fessure in mm. (Ap.Limite =0.300 mm) Calcolo secondo § 4.1.2.2.4.6 NTC.

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xf min	Yf min	Ac eff.	Af eff.	Srm	K3	Ap. fess.
1	S	80.6	0.0	0.0	-784	0.0	-42.3	1282	46.6	224	0.170	0.092
2	S	74.6	0.0	0.0	-1750	0.0	-42.3	2030	63.5	231	0.170	0.283

12.3 Risultati verifiche a taglio

12.3.1 Paramento

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche a taglio per il paramento (elemento strutturale privo di armatura a taglio).

PARAMENTO		
f_{ck}	32	Mpa
γ_c	1.5	
$C_{Rd,c}$	0.12	
ϕ	30	mm
i_{barre}	100	mm
K	1.45	
A_{SL}	10598	mmq
b_w	1000	mm
ρ_L	0.011	
c_f	50	mm
d	985	mm
h	1050	mm
N	153000	N
A_c	1050000	mmq
σ_{CP}	0.15	Mpa
K_1	0.15	
$V_{Rd,c-1}$	579322	N
$V_{Rd,c-min}$	362254	N
$V_{Rd,c}$	579322	N
V_s	499000	N
FS	1.16	

12.3.2 Fondazione

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche a taglio per la fondazione (elemento strutturale provvisto di armatura a taglio: ferro piegato 1Ø16/20).

DATI		ARMATURA MINIMA NTC 2008			
b	1000 mm	$(A_{st}/s)_{min}$	1500 mm ² /m		
h	1000 mm	S_{min}	333.33 mm		
d	935 mm	ELABORAZIONI NTC 2008			
ϕ	30 mm	S_{min_TOT}	330 mm		
c	50 mm	diametro delle bare tese			
R_{ck}	40 MPa	copriferro netto			
f_{cd}	22.13 MPa				
f'_{cd}	11.07 MPa				
ϕ	16 mm				
n. bracci	5	VERIFICHE DI SICUREZZA			
A_{st}	1005.31 mm ²	cot(θ)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rsd} (kN)	V _{Rd} (kN)
α	45.00 °	2.5	4004.251	877.4035	877.4035
s	1000 mm	VERIFICA SODDISFATTA			
f_{yd}	391 MPa				
V_{Ed}	745 kN	F_s= 1.18			
N_{Ed}	0 kN				
σ_{cp}	0 MPa				
α_c	1				

12.3.3 Palo di fondazione

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche a taglio per il palo di fondazione (elemento strutturale provvisto di armatura a taglio: spirale 1Ø14/15). La verifica è stata effettuata considerando una sezione rettangolare equivalente secondo quanto riportato dal Bollettino CEB nr. 137, allegato 5: nel caso di armatura distribuita uniformemente si può considerare una sezione rettangolare equivalente aventi le seguenti caratteristiche:

- base equivalente $b_e = 0.9 D$
- altezza utile equivalente $d_e = 0.45 D + 0.64 (d - D/2)$
- dove: "D" è il diametro e "d" è l'altezza utile

SEZIONE CIRCOLARE	
↓	
B.CEB137 all5	
↓	
SEZ RETT EQIV	
↓	
	$H_u = 0,45 \cdot D + 0,64 \cdot (d - D/2)$
$B = 0,9 \cdot D$	
PALO D=	100 CM
B=	90 CM
HU=d=	70.6 CM

DATI			ARMATURA MINIMA NTC 2008			
b	900	mm	$(A_{st}/s)_{min}$	1350	mm ² /m	
h	710	mm	S_{min}	333.33	mm	
d	630	mm	ELABORAZIONI NTC 2008			
R_{ck}	40	MPa	S_{min_TOT}	220	mm	
f_{cd}	22.13	MPa	NOTA: I dati vanno inseriti nelle caselle blu			
f'_{cd}	11.07	MPa				
φ	14	mm	VERIFICHE DI SICUREZZA			
n. bracci	2		cot(θ)	V _{Rcd} (kN)	V _{Rsd} (kN)	V _{Rd} (kN)
A_{st}	307.88	mm ²	2.5	1947.352	1265.602	1265.602
s	150	mm	VERIFICA SODDISFATTA			
f_{yd}	435	MPa	F_s= 1.40			
V_{Ed}	904	kN				
N_{Ed}	0	kN				
σ_{cp}	0	MPa				
α_c	1					