



REGIONE DEL VENETO

AREA TUTELA E SVILUPPO DEL TERRITORIO - DIREZIONE INFRASTRUTTURE TRASPORTI E LOGISTICA

UO INFRASTRUTTURE STRADE E CONCESSIONI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO
Ing. Marco d'Elia

SISTEMA FERROVIARIO METROPOLITANO REGIONALE

S. F. M. R.

(Atto del 06/12/2016)

LINEE VENEZIA-QUARTO D'ALTINO e MESTRE-TREVISO

ELIMINAZIONE DEI P.L. AL km 1+337 e km 1+445

VENEZIA - Via Gazzera Alta

PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTO 1.09bis				N° ELABORATO	
OPERE D'ARTE				08.12.02.00	
Muri di sostegno a nord e sud del Marzenego				SCALA	
				-	
Relazione di calcolo				NOME FILE	
				0409E02-08120200-RR009_E00	
E00	Emissione	08/2019	C. Giomo	R. Zanon	L. Loregiola
Revisione	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato
COMMESSA	DOCUMENTO	REV.	TAVOLA		
0409E02	R RC 009	E00	1 di 1		
Il Direttore Tecnico Ing. Stefano Susani		Il Responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche Ing. Michele Fioratti		Il Progettista Ing. Roberto Zanon	
 Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)					

INDICE

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVE E CODICI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	NORMATIVA NAZIONALE COGENTE.....	7
2.2	NORME DI RIFERIMENTO.....	7
2.2.1	Norme UNI.....	7
2.2.2	Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN.....	7
2.2.3	Norme CNR	8
3	VITA NOMINALE E CLASSI D'USO	9
4	MATERIALI.....	10
4.1	CALCESTRUZZO ELEVAZIONI	10
4.1.1	Prescrizioni di durabilità.....	10
4.1.2	Copriferro	11
4.1.3	Caratteristiche meccaniche e valori di progetto.....	11
4.1.4	Requisiti di limitazione della fessurazione	12
4.2	CALCESTRUZZO PALI DI FONDAZIONE	13
4.2.1	Prescrizioni di durabilità.....	13
4.2.2	Copriferro	13
4.2.3	Caratteristiche meccaniche e valori di progetto.....	14
4.2.4	Requisiti di limitazione della fessurazione	14
4.3	ACCIAIO PER ARMATURA LENTA	15
4.3.1	Caratteristiche meccaniche	15
4.3.2	Valori di progetto.....	15
5	SOFTWARE DI CALCOLO.....	16
6	ANALISI DEI CARICHI	17
6.1	PESI PROPRI.....	17
6.2	AZIONE SISMICA	17
6.3	SPINTA DELLE TERRE	21
6.3.1	Coefficienti di spinta del terrapieno.....	22
6.3.2	Falda	22
6.3.3	Stratigrafia.....	23
6.4	AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO	23
6.4.1	Carico da traffico sul rilevato	23
6.4.2	Carico da folla sul marciapiede.....	23



6.5	VERIFICHE ESEGUITE PER MURI	24
6.5.1	Verifiche agli stati limite dei pali di fondazione	25
6.5.2	Metodologie di analisi	29
7	ANALISI MURO LATO NORD MARZENEGO SU PALI	32
7.1.1	Coefficienti di combinazione dei carichi.....	33
7.1.2	Terreni.....	35
7.1.3	Stratigrafia.....	35
7.1.4	Elenco delle condizioni di carico.....	36
7.1.5	Elenco delle combinazioni di calcolo	36
7.2	RISULTATI DI CALCOLO	39
7.2.1	Verifica geotecnica di capacità portante verticale pali.....	39
7.2.2	Verifica geotecnica di capacità portante orizzontale pali.....	41
7.2.3	Sollecitazioni e verifiche strutturali muro	44
8	ANALISI MURO LATO SUD MARZENEGO	61
8.1.1	Terreni.....	62
8.1.2	Stratigrafia.....	62
8.1.3	Elenco delle condizioni di carico.....	63
8.1.4	Elenco delle combinazioni di calcolo	63
8.2	RISULTATI DI CALCOLO	66
8.2.1	Sollecitazioni e verifiche strutturali muro	68

costruzione di un muro di sottoscarpa. Il muro sarà fondato su pali in modo da evitare spinte orizzontali sulle pareti di rivestimento del canale raccordato al sifone del collettore di attraversamento del Marzenego.

La struttura ha uno sviluppo complessivo di circa 37 m; essa è composta da un paramento in elevazione avente spessore 40cm; l'altezza del paramento varia da 212 cm a 357 cm circa, il muro è impostato su di un batolo di fondazione composto da tre tratti con quote variabili; le fondazioni profonde sono costituite da pali di fondazione ad elica (CFA) Ø800 mm, disposti a quinconce ad interasse 240 cm e aventi lunghezza pari a 18,00 m. Le figure che seguono descrivono i tratti essenziali delle strutture oggetto di verifica.

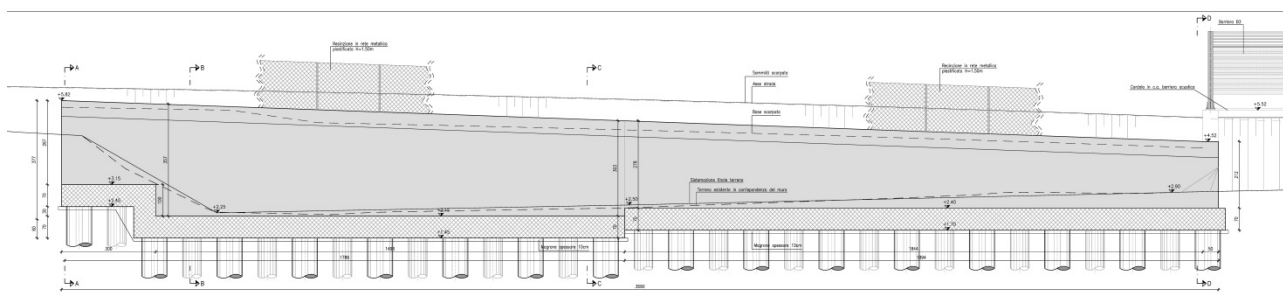


Figura 1.2 – Muro di sostegno nord – Prospetto

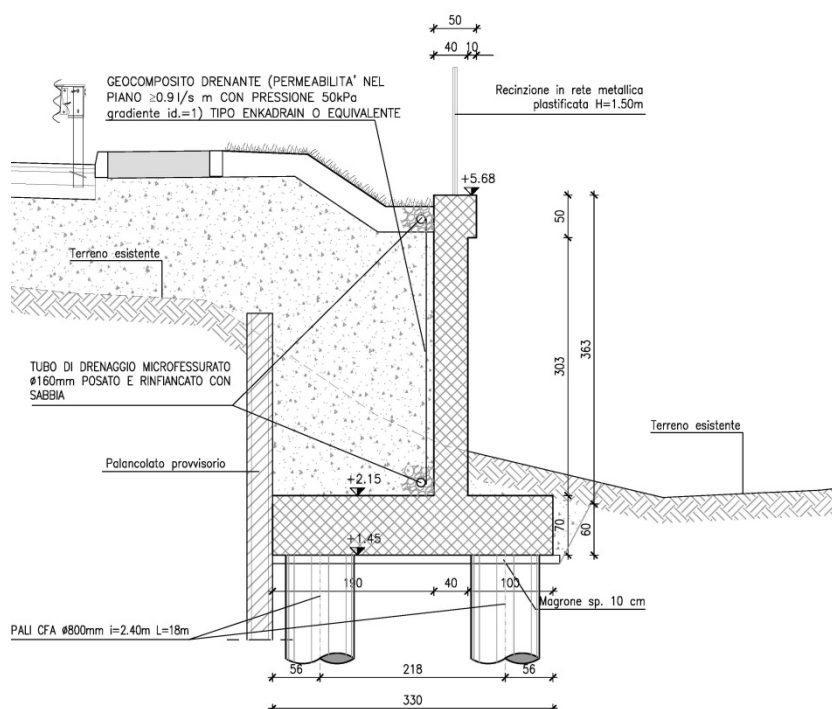


Figura 1.3 – Muro di sostegno nord – Sezione trasversale

Sempre a sud del canale Marzenego, ma sul lato ovest, è necessario realizzare un muro di sottoscarpa a contenimento del rilevato stradale; questo, per consentire l'accesso alla riva del canale interclusa tra il nuovo asse e la scarpata della tangenziale. Il muro costituisce anche la recinzione che delimita l'area di pertinenza CAV.

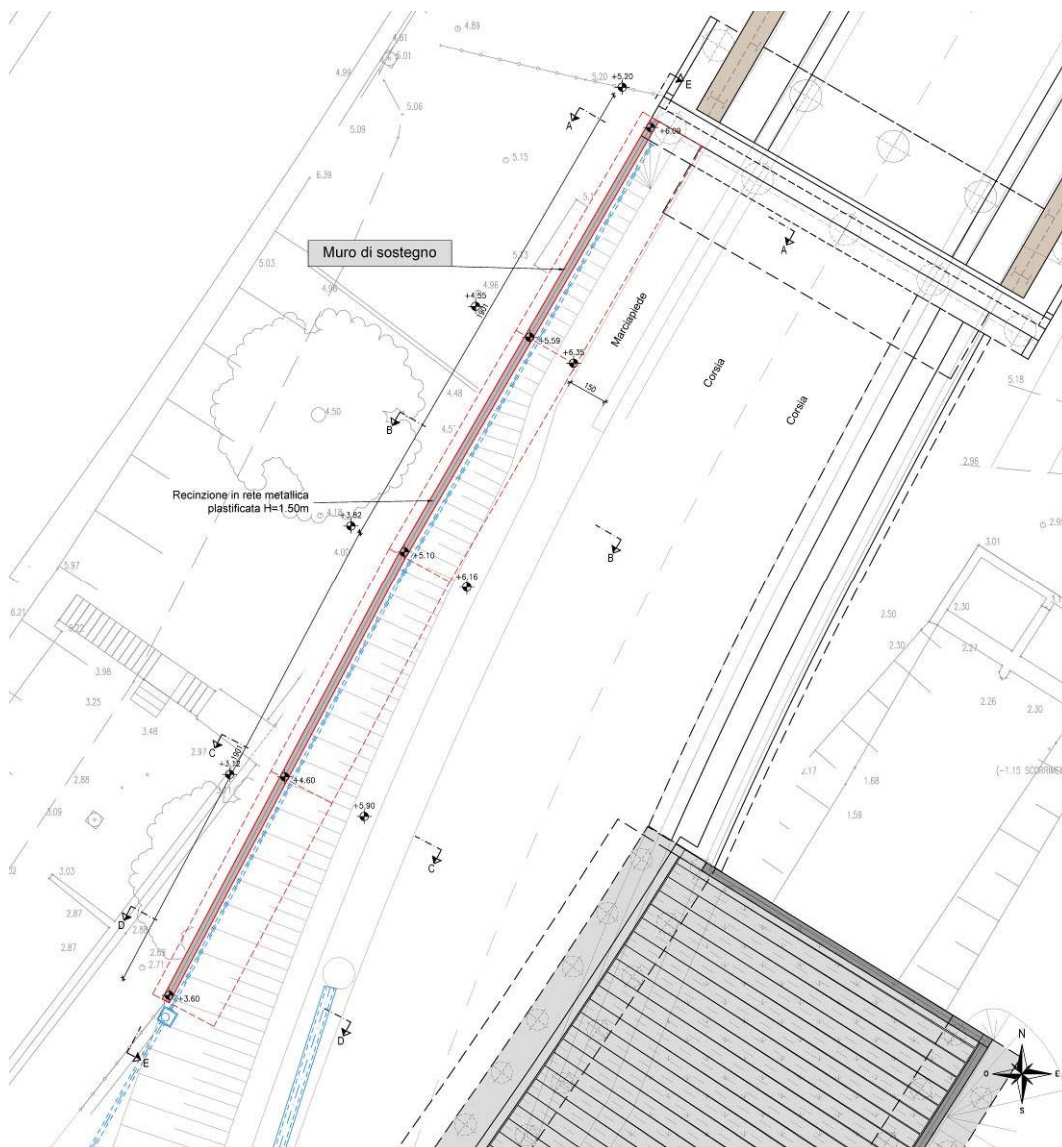


Figura 1.4 – Muro di sostegno sud – Pianta e Prospetto

La struttura ha uno sviluppo complessivo di circa 38 m; essa è composta da un paramento in elevazione avente spessore 30cm; l'altezza del paramento varia da

110 cm a 220 cm circa, il muro è impostato su di un batolo di fondazione composto da quattro tratti con quote variabili.

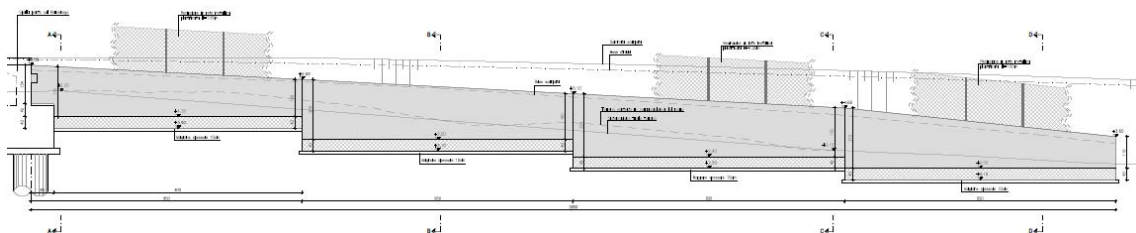


Figura 1.5 - Muro di sostegno sud – Prospetto

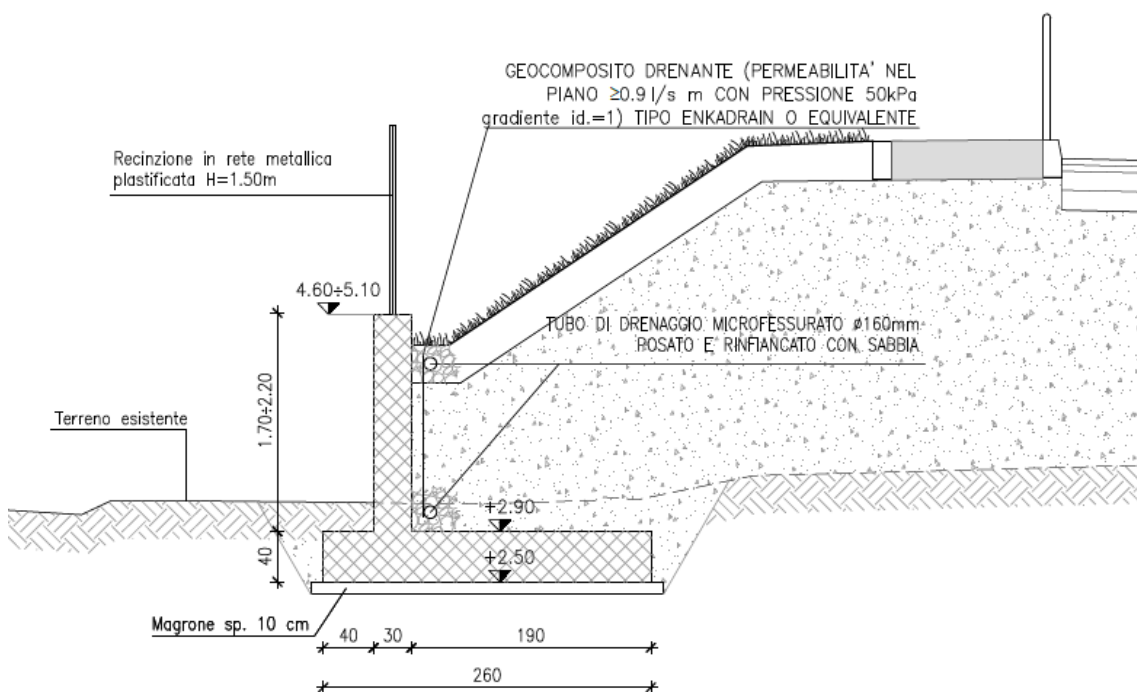


Figura 1.6 - Muro di sostegno sud – Sezione trasversale

Per le caratteristiche strutturali e ulteriori dettagli, fare riferimento alla documentazione grafica del progetto.

2 NORMATIVE E CODICI DI RIFERIMENTO

I seguenti codici sono presi a riferimento per la progettazione:

2.1 NORMATIVA NAZIONALE COGENTE

- [1] Legge 5 Novembre 1971, N. 1086 – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
- [2] D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC)
- [3] C.M. 02/02/2009 n.617 – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14/01/2008

La progettazione delle opere è stata redatta secondo il Decreto Ministeriale delle Infrastrutture del 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e non secondo il nuovo D.M. delle Infrastrutture del 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni" essendo l'affidamento alla progettazione antecedente a tale data come espressamente indicato all'Art.2 del D.M. 17/01/2018.

2.2 NORME DI RIFERIMENTO

In ottemperanza a NTC §12, per riferimenti di calcolo o in mancanza di specifiche indicazioni si farà inoltre riferimento alle seguenti:

2.2.1 *Norme UNI*

- [4] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206
- [5] UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

2.2.2 *Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN*

(Con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali, la lista che segue è indicativa e non esaustiva dei codici eventualmente utilizzati nel seguito)

- [6] UNI EN 1991-1-5:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche
- [7] UNI EN 1992-1-1:2015 Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [8] UNI EN 1993-1-1:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

- [9] UNI EN 1993-1-5:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra
- [10] UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti
- [11] UNI EN 1993-2:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio
- [12] UNI EN 1993-1-10:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore
- [13] UNI EN 1993-1-11:2007 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi
- [14] UNI EN 1994-1-1:2005 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici
- [15] UNI EN 1994-2:2006 Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

2.2.3 Norme CNR

Per eventuali ulteriori riferimenti si sono considerate anche le Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.):

- [16] CNR-DT207-2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni
- [17] CNR-UNI 10011/97 Costruzioni in acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione;
- [18] CNR-UNI 10016/98 Travi composte acciaio-calcestruzzo: istruzioni per il calcolo e l'esecuzione;
- [19] CNR-UNI 10030/87 Anime irrigidite di travi in parete piena

3 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

Data l'appartenenza delle opere a lavori di tipo ferroviario legati alla soppressione di passaggi a livello, con riferimento al D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) si definiscono i seguenti parametri per le azioni ambientali.

TIPO DI COSTRUZIONE ⁽¹⁾	Vita Nominale V _N [ANNI] ⁽¹⁾
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITA' CONVENZIONALE (V<250 Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' V<250 Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITA' V ≥ 250 km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	≥ 100 ⁽²⁾
(1) – La stessa V _N si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,0
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITA' FERROVIARIA	C III	1,5
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,0

Da cui: $V_r = V_n \times C_u = 75 \times 1.00 = 75$ anni.

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZO ELEVAZIONI

Il calcestruzzo strutturale deve essere prodotto secondo i criteri proposti nella UNI EN 11104:2016 (aggregati EN 12620 ed acqua d'impasto EN 1008).

4.1.1 *Prescrizioni di durabilità*

Con riferimento a:

- [4] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 e [5] UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

Si hanno le seguenti caratteristiche del conglomerato:

- Nei confronti della corrosione indotta da carbonatazione: XC4 Ciclicamente asciutto e bagnato.
- Nei confronti della corrosione indotta da gelo e disgelo: XF2 Moderata saturazione d'acqua in presenza di agente disgelante.
- Classe di resistenza: C32/40
- Classe di lavorabilità: S3
- Massimo rapporto a/c: 0.50
- Contenuto minimo in aria 4%
- Minimo contenuto in cemento 340 kg/m³
- Diametro massimo inerte: 30 mm

4.1.2 Copriferro

Calcolo copriferro - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

(ai fini della valutazione dell'ambiente si considera ambiente ordinario per effetto delle condizioni di protezione esterna applicate ai getti di calcestruzzo)

Elementi a piastra

Classe Calcestruzzo: C32/40

Condizioni ambientali: ordinarie

Vita nominale costruzione: 75 [anni]

Tolleranza di posa: 10 [mm]

$c = 20 (C > C_{min}) + 10 (\text{tolleranza}) + 10 (V_n > 50 \text{ anni}) = 50 \text{ mm}$

4.1.3 Caratteristiche meccaniche e valori di progetto

Con riferimento alla resistenza meccanica sono considerati nella progettazione i seguenti valori.

Classe normata:		C32/40	MPa
Classe di resistenza cubica:	$R_{ck} =$	40	MPa
Resist. a compr. cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} =$	33.2	MPa
Resist. a compr. cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41.2	MPa
Resist. a trazione media:	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{cm}^{2/3} =$	3.10	MPa
Resist. a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} =$	2.17	MPa
Resist. a trazione ap. fessure:	$\sigma_t = f_{ctm}/1.2 =$	1.81	MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} =$	33600	MPa

	$22000 \times [f_{cm}/10]^{0.3} =$	
Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_M =$	1.50
Coeff. riduttivo carichi lunga durata:	$\alpha_c =$	0.85
Resistenza a compr. di progetto:	$f_{cd} = \alpha_c \times f_{ck} / \gamma_M =$	18.81 MPa
Resistenza a traz. di progetto:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_M =$	1.45 MPa
Tensione di aderenza caratteristica:	$f_{bk} = 2,25 \times n \times f_{ctk} =$	4.88 MPa
Tens. ader. di progetto (cls tesoro):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M / 1,50 =$	2.17 MPa
Tens. ader. di progetto (cls compr.):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M =$	3.25 MPa
Tens. massima compressione comb. rara:	$\sigma_c = 0.60 \times f_{ck} =$	19.92 MPa
Tens. massima compressione comb. quasi perm.:	$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} =$	14.94 MPa

4.1.4 Requisiti di limitazione della fessurazione

Condizioni ambientali ([2] D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.3).

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

Gruppo di armature ([2] D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.4): poco sensibile.

Scelta dello stato limite di fessurazione ([2] D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.5):

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	$\leq w_1$
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	$\leq w_1$

Le verifiche di fessurazione sono condotte con le limitazioni seguenti:

- quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm;
- frequente $w_2 = 0,3$ mm.

4.2 CALCESTRUZZO PALI DI FONDAZIONE

Il calcestruzzo strutturale deve essere prodotto secondo i criteri proposti nella UNI EN 11104:2016 (aggregati EN 12620 ed acqua d'impasto EN 1008).

4.2.1 Prescrizioni di durabilità

Con riferimento a:

- [4] UNI 11104:2016 - Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206 e
- [5] UNI EN 206: 2017 "Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità".

Si hanno le seguenti caratteristiche del conglomerato:

- Nei confronti della corrosione indotta da carbonatazione: XC2 Bagnato, raramente asciutto.
- Classe di resistenza: C25/30
- Classe di lavorabilità: SCC-SF1
- Massimo rapporto a/c: 0.60
- Minimo contenuto in cemento 300 kg/m³
- Diametro massimo inerte: 35 mm

4.2.2 Copriferro

Calcolo copriferro - § C4.1.6.1.3 ISTRUZIONI NTC

C_{min}	C_o	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Elementi non a piastra

Classe Calcestruzzo: C25/30

Condizioni ambientali: Ordinarie

Vita nominale costruzione: 75 [anni]

Tolleranza di posa: 30 [mm] per pali di fondazione trivellati

$c = 25 (C > C_{min}) + 25 (\text{tolleranza}) + 10 (V_n > 50 \text{ anni}) = 60 \text{ mm}$

4.2.3 Caratteristiche meccaniche e valori di progetto

Con riferimento alla resistenza meccanica sono considerati nella progettazione i seguenti valori.

Classe normata:		25/30	MPa
Classe di resistenza cubica:	$R_{ck} =$	30	MPa
Resist. a compr. cilindrica caratteristica:	$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} =$	24.9	MPa
Resist. a compr. cilindrica media:	$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32.9	MPa
Resist. a trazione media:	$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} =$	2.56	MPa
Resist. a trazione caratteristica:	$f_{ctk} = 0.70 \times f_{ctm} =$	1.79	MPa
Resist. a trazione ap. fessure:	$st = f_{ctm} / 1.2 =$	1.49	MPa
Modulo elastico:	$E_{cm} = 22000 \times [f_{cm} / 10]^{0.3} =$	31400	MPa
Coeff. sicurezza materiali:	$\gamma_M =$	1.50	
Coeff. riduttivo carichi lunga durata:	$\alpha_c =$	0.85	
Resistenza a compr. di progetto:	$f_{cd} = \alpha_c \times f_{ck} / \gamma_M =$	14.11	MPa
Resistenza a traz. di progetto:	$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_M =$	1.19	MPa
Tensione di aderenza caratteristica:	$f_{bk} = 2.25 \times n \times f_{ctk} =$	4.03	MPa
Tens. ader. di progetto (cls tesoro):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M / 1.50 =$	1.79	MPa
Tens. ader. di progetto (cls compr.):	$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_M =$	2.69	MPa
Tens. massima compressione comb. rara:	$\sigma_c = 0.60 \times f_{ck} =$	14.94	MPa
Tens. massima compressione comb. quasi perm.:	$\sigma_c = 0.45 \times f_{ck} =$	11.21	MPa

4.2.4 Requisiti di limitazione della fessurazione

Condizioni ambientali ([2] D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.3).

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

Gruppo di armature ([2] D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.4): poco sensibile.

Scelta dello stato limite di fessurazione ([2] D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le Costruzioni (NTC) §4.1.2.2.4.5):

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_s	Stato limite	w_s
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	$\leq w_1$

Limitazioni:

- quasi permanente $w_2 = 0,3$ mm;
- frequente $w_3 = 0,4$ mm.

Le verifiche di fessurazione possono essere condotte in favore della sicurezza con le limitazioni previste per l'ambiente aggressivo:

- quasi permanente $w_1 = 0,2$ mm;
- frequente $w_2 = 0,3$ mm.

4.3 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Tipo B450C

4.3.1 Caratteristiche meccaniche

Modulo elastico: $E_s = 210000$ MPa

Tensione di snervamento $f_{yk} = f_{y\text{ nom}} = 450$ MPa

Tensione di rottura $f_{tk} = f_{t\text{ nom}} = 540$ MPa

4.3.2 Valori di progetto

Coeff. sicurezza materiali: $\gamma_{s,M} = 1.15$

Snervam. progetto materiali: $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{s,M} = 391.3$ MPa

5 SOFTWARE DI CALCOLO

Dalla caratteristica di opera in linea il muro è progettato per sezioni.

Le sollecitazioni sono state determinate mediante l'uso del software Max 14.



- Rc Sec 2018



Alcune verifiche sono svolte tramite fogli di calcolo dedicati sviluppati in ambiente Microsoft Excel ®.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESI PROPRI

Il peso degli elementi in calcestruzzo è calcolato con il seguente valore per unità di volume:

$$\gamma = 25.00 \text{ kN/m}^3$$

Il peso per unità di lunghezza / ampiezza delle superfici degli elementi è derivato in base alle aree / spessori delle sezioni trasversali definite.

6.2 AZIONE SISMICA

Coordinate del sito: 45,496942 12,229632



Vita nominale:

$V_n = 75$ anni



Classe d'uso:

II - Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

$$V_r = V_n \times C_u = 75 \times 1.00 = 75 \text{ anni.}$$

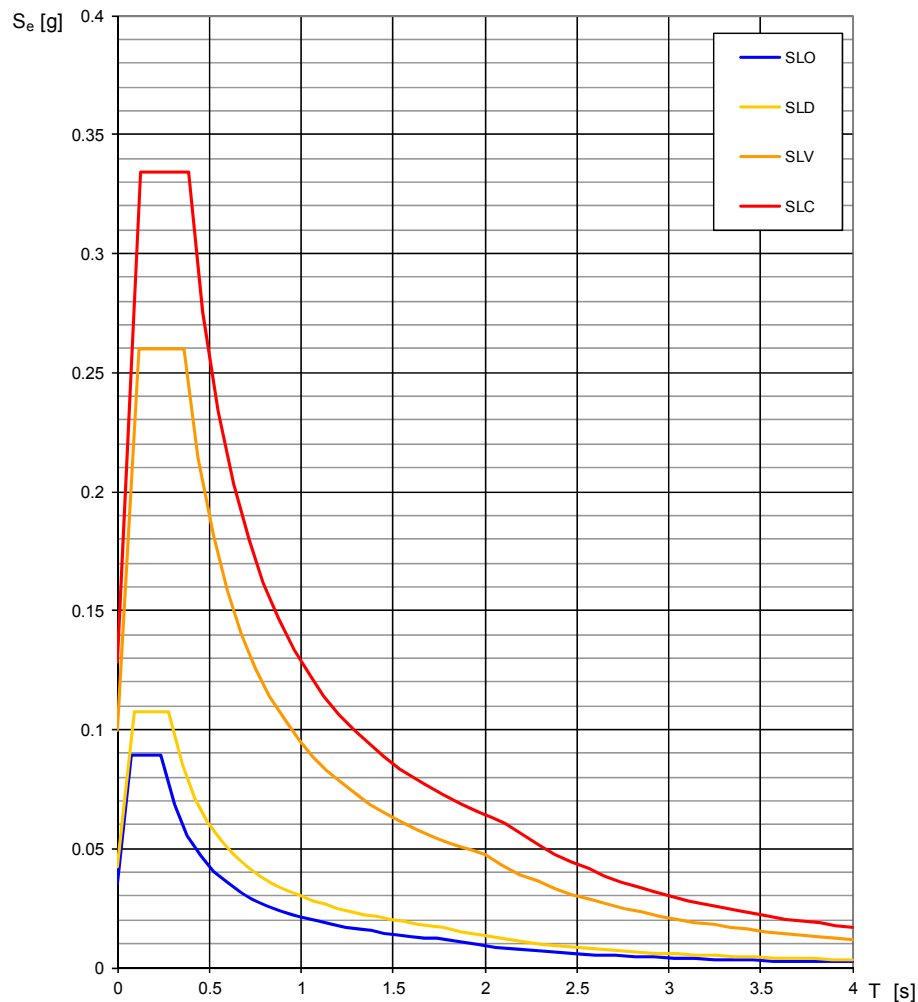
Categoria del sottosuolo:

C - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

Categoria topografica:

T1 - Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$

Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati agli SL

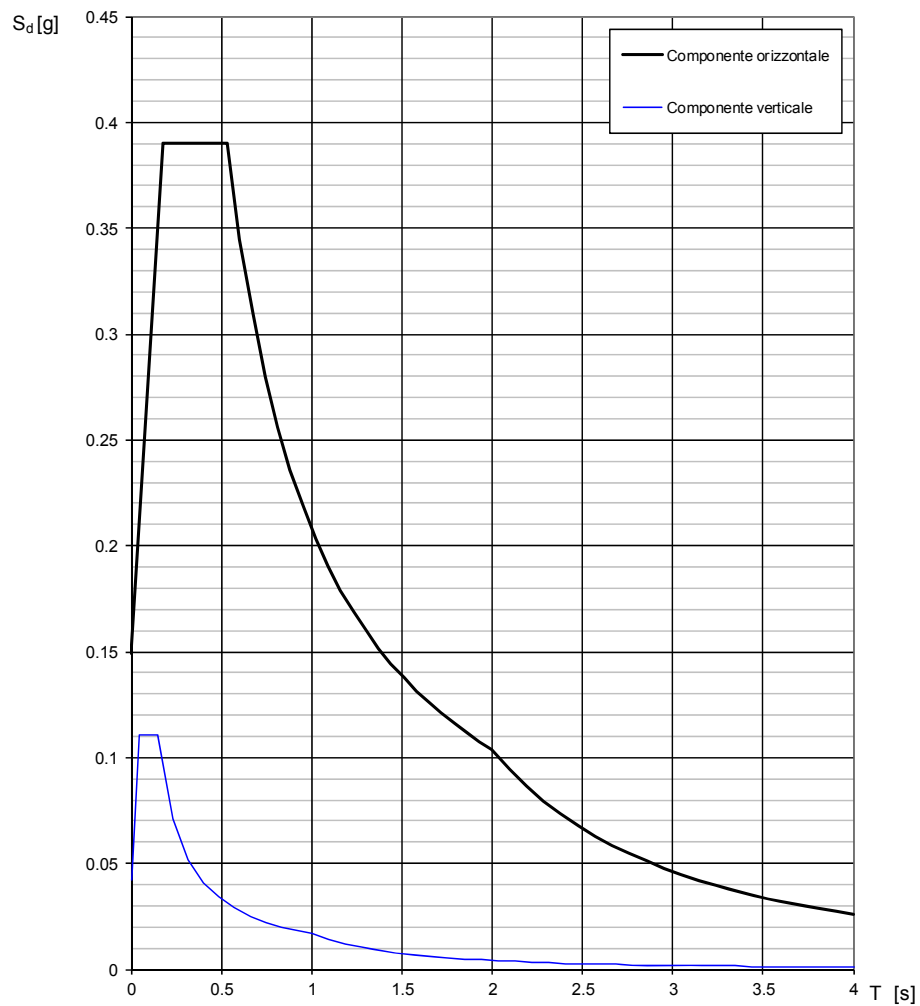
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0.035	2.551	0.238
SLD	75	0.042	2.546	0.279
SLV	712	0.100	2.610	0.363
SLC	1462	0.128	2.605	0.385

Si assume fattore di struttura unitario:

$$q = 1.00$$

(permanenza completa in campo elastico per il sisma di progetto in tutti gli stati limite considerati)

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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.100 g
F_o	2.610
T_C	0.363 s
S_S	1.500
C_C	1.466
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.178 s
T_C	0.533 s
T_D	1.998 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_\xi(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_g(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_\xi(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.149
T_B	0.178	0.390
T_C	0.533	0.390
	0.603	0.345
	0.673	0.309
	0.742	0.280
	0.812	0.256
	0.882	0.236
	0.952	0.218
	1.021	0.203
	1.091	0.190
	1.161	0.179
	1.231	0.169
	1.301	0.160
	1.370	0.152
	1.440	0.144
	1.510	0.138
	1.580	0.132
	1.649	0.126
	1.719	0.121
	1.789	0.116
	1.859	0.112
	1.929	0.108
T_D	1.998	0.104
	2.094	0.095
	2.189	0.087
	2.284	0.080
	2.380	0.073
	2.475	0.068
	2.570	0.063
	2.666	0.058
	2.761	0.054
	2.856	0.051
	2.952	0.048
	3.047	0.045
	3.142	0.042
	3.237	0.040
	3.333	0.037
	3.428	0.035
	3.523	0.033
	3.619	0.032
	3.714	0.030
	3.809	0.029
	3.905	0.027
	4.000	0.026

6.3 SPINTA DELLE TERRE

La spinta delle terre a tergo del paramento è tenuta in conto con i seguenti parametri:

Angolo di attrito del terrapieno $\phi' = 33.00$

Peso Unità di Volume del terrapieno $\gamma' = 19.00$

Angolo di attrito terreno-paramento $\delta_{\text{muro}} = 0$ in favore della sicurezza

Angolo di attrito terreno-superficie ideale $\delta_{\text{sup id}} = 0$ in favore della sicurezza

6.3.1 Coefficienti di spinta del terrapieno

Note:

- Per il muro su pali la spinta geostatica è calcolata con il coefficiente di spinta a riposo del terrapieno $K_0 = 1 - \sin \phi$
- Per il muro su pali la spinta in condizioni sismiche è tenuta in conto con la teoria di Wood con $\beta = 1$. Spinta di Wood: $\Delta p_d = (a_g/g) S \gamma H$
- Per il muro su fondazione diretta la spinta geostatica è calcolata con il coefficiente di spinta attiva K_a
- Per il muro su fondazione diretta la spinta in condizioni sismiche è tenuta in conto con la teoria di Mononobe-Okabe

6.3.2 Falda

Si considera la falda posta a +1.4 m s.l.m.

6.3.3 Stratigrafia

Intervento 1.09 bis - Spalla Nord
Indagini SCPTU2/2017
Falda -2 m da p.c.
Quota sommità 5 m s.l.m.

Numero	Descrizione banco	z iniz (m da p.c.)	z fin (m da p.c.)	spessore (m)	z media (m da p.c.)	Peso di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	Peso di volume immerso γ' (kN/m ³)	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio ϕ (°)	Coesione non drenata c_u (kPa)	Modulo elastico confinato M (MPa)	Modulo elastico compressione vergine E_{vc} (MPa)	Modulo elastico scarico-ricarico E_{ur} (MPa)
1	Limo sabbioso	0	2	2	1	19	9	GG	28	-	12	10	16
2	Limo argilloso	2	4.5	2.5	3.25	19	9	GF	26	65	7	5	15
3	Limo sabbioso	4.5	7	2.5	5.75	19	9	GG	28	-	12	10	16
4	Sabbia limosa	7	9	2	8	19	9	GG	30	-	28	23	37
5	Sabbia addensata	9	14.5	5.5	11.75	19	9	GG	35	-	55	45	72
6	Argilla limosa	14.5	16.5	2	15.5	19	9	GF	26	45	5.5	4	12
7	Sabbia limosa	16.5	18.5	2	17.5	19	9	GG	30	-	30	25	40
8	Argilla limosa	18.5	20	1.5	19.25	19	9	GF	26	60	7	5	15
9	Sabbia limosa	20	21	1	20.5	19	9	GG	32	-	40	33	52
10	Limo argilloso	21	27	6	24	19	9	GF	26	55	7	5	15
11	Sabbia limosa	27	29	2	28	19	9	GG	32	-	45	37	60
12	Limo argilloso	29	30	1	29.5	19	9	GF	26	65	7	6	18

Intervento 1.09 bis - Spalla Sud
Indagini CPTU2/2017
Quota sommità 5 m s.l.m.

Numero	Descrizione banco	z iniz (m da p.c.)	z fin (m da p.c.)	spessore (m)	z media (m da p.c.)	Peso di volume saturo γ_{sat} (kN/m ³)	Peso di volume immerso γ' (kN/m ³)	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio ϕ (°)	Coesione non drenata c_u (kPa)	Modulo elastico confinato M (MPa)	Modulo elastico compressione vergine E_{vc} (MPa)	Modulo elastico scarico-ricarico E_{ur} (MPa)
1	Limo sabbioso	0	3	3	1.5	19	9	GG	28	-	15	12.5	20
2	Limo argilloso	3	7.5	4.5	5.25	19	9	GF	26	60	6	4.5	13.5
3	Sabbia addensata	7.5	15.5	8	11.5	19	9	GG	34	-	50	42	67
4	Limo argilloso	15.5	17	1.5	16.25	19	9	GF	26	70	7	5	15
5	Sabbia limosa/Limo sabbioso	17	21	4	19	19	9	GG	30	-	32	27	43
6	Limo argilloso/Argilla limosa	21	25	4	23	19	9	GF	26	55	5.5	4	12
7	Sabbia limosa	25	27	2	26	19	9	GG	32	-	40	33	52
8	Limo argilloso	27	30	3	28.5	19	9	GF	26	70	7	5	15

6.4 AZIONI VARIABILI DA TRAFFICO

6.4.1 Carico da traffico sul rilevato

La spinta delle terre a tergo del paramento è tenuta in conto con i seguenti parametri:

Sovraccarico distribuito $q = 20 \text{ kN/m}^2$

6.4.2 Carico da folla sul marciapiede

Si tiene in conto una forza verticale e un momento di estremità applicati in sommità del muro per effetto della folla presente sul marciapiede:

Sovraccarico distribuito $q = 2.5 \text{ kN/m}^2$

6.5 VERIFICHE ESEGUITE PER MURI

Verranno eseguite le seguenti verifiche :

- Capacità portante dei pali (se presenti)
- Strutturali del muro
- Stabilità globale

Secondo la combinazione A1+M1+R3 in campo statico e Azione sismica+M1+R3 in campo sismico (Approccio 2 previsto da D.M. 14/01/08).

Per quanto riguarda la determinazione della spinta del terreno in condizioni statiche, per le verifiche in condizioni di stato limite ultimo, le norme prevedono combinazioni caratterizzate dai seguenti coefficienti (riduttivi per le caratteristiche del terreno ed amplificativi per le azioni):

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qk}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella I

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

Tabella II

6.5.1 Verifiche agli stati limite dei pali di fondazione

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo. Gli stati limite ultimi delle fondazioni su pali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

- SLU di tipo geotecnico (GEO)
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali, compressione e trazione;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- SLU di tipo strutturale (STR)
 - raggiungimento della resistenza dei pali;

accertando che la condizione $E_d \leq R_d$ sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

Le verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II del dm 14/01/2008, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M1+R2) (Circolare 2 febbraio 2009, n.617)

Approccio 2:

- (A1+M1+R3).

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale coefficiente γ_R non deve essere portato in conto. Nel presente progetto è stato utilizzato l'approccio 2.

Resistenze di pali soggetti a carichi assiali

Il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico R_k applicando i coefficienti parziali γ_R della Tab. 6.4.II del DM 14/01/2008.

Tabella 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	γ_b	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	γ_t	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 6-3: Coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (Tabella 6.4.II D.M.14/01/2008)

La resistenza caratteristica R_k del palo singolo può essere dedotta da:

- risultati di prove di carico statico di progetto su pali pilota (§ 6.4.3.7.1 N.T.C.);
 - metodi di calcolo analitici, dove R_k è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici, oppure con l'impiego di relazioni empiriche che utilizzino direttamente i risultati di prove in sito (prove penetrometriche, pressiometriche, ecc.);
 - risultati di prove dinamiche di progetto, ad alto livello di deformazione, eseguite su pali pilota.
- a) Se il valore caratteristico della resistenza a compressione del palo, $R_{c,k}$, o a trazione, $R_{t,k}$, è dedotto dai corrispondenti valori $R_{c,m}$ o $R_{t,m}$, ottenuti

elaborando i risultati di una o più prove di carico di progetto, il valore caratteristico della resistenza a compressione e a trazione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.III delle N.T.C. , in funzione del numero n di prove di carico su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,m})_{media}}{\xi_1}, \frac{(R_{t,m})_{min}}{\xi_2} \right\}$$

Tabella 6.4.III - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove di carico statico su pali pilota.

Numero di prove di carico	1	2	3	4	≥ 5
ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,0
ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,0

Tabella 6-4: Fattori di correlazione per la determinazione della R_k a partire da prove di carico

- b) Con riferimento alle procedure analitiche che prevedano l'utilizzo dei parametri geotecnici o dei risultati di prove in sito, il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ (o $R_{t,k}$) è dato dal minore dei valori ottenuti applicando alle resistenze calcolate $R_{c,cal}$ (o $R_{t,cal}$) i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.IV, in funzione del numero n di verticali di indagine:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \min \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 6-5: Fattori di correlazione per la determinazione della R_k in funzione delle verticali indagate

- c) Se il valore caratteristico della resistenza $R_{c,k}$ è dedotto dal valore $R_{c,m}$

ottenuto elaborando i risultati di una o più prove dinamiche di progetto ad alto livello di deformazione, il valore caratteristico della resistenza compressione è pari al minore dei valori ottenuti applicando i fattori di correlazione ξ riportati nella Tab. 6.4.V, in funzione del numero n di prove dinamiche eseguite su pali pilota:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{(R_{c,m})_{media}}{\xi_5}, \frac{(R_{c,m})_{min}}{\xi_6} \right\}$$

Tabella 6.4.V - Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica a partire dai risultati di prove dinamiche su pali pilota.

Numero di prove di carico	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20
ξ_5	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
ξ_6	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

Tabella 6-6: Fattori di correlazione per la determinazione della R_k a partire da prove dinamiche

Nel presente progetto è stato utilizzato il metodo (b) in cui la resistenza è calcolata a partire dai valori caratteristici dei parametri geotecnici

Resistenze di pali soggetti a carichi trasversali

Per la determinazione del valore di progetto $R_{t,d}$ della resistenza di pali soggetti a carichi trasversali valgono le indicazioni riportate al paragrafo precedente, applicando i coefficienti parziali γ_T della Tabella 6.4.VI. del DM 14/01/2008.

Tabella 6.4.VI - Coefficienti parziali γ_T per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali.

COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
$\gamma_T = 1,0$	$\gamma_T = 1,6$	$\gamma_T = 1,3$

Tabella 6-7: Coefficienti parziali da applicare alle R_k (Tab.6.4.VI D.M. 14/01/2008)

6.5.2 Metodologie di analisi

Determinazione della spinta sul muro (Metodo di Culmann):

Il metodo di Culmann adotta le stesse ipotesi di base del metodo di Coulomb. La differenza sostanziale è che mentre Coulomb considera un terrapieno con superficie a pendenza costante e carico uniformemente distribuito (il che permette di ottenere una espressione in forma chiusa per il coefficiente di spinta) il metodo di Culmann consente di analizzare situazioni con profilo di forma generica e carichi sia concentrati che distribuiti comunque disposti. Inoltre, rispetto al metodo di Coulomb, risulta più immediato e lineare tener conto della coesione del masso spingente. Il metodo di Culmann, nato come metodo essenzialmente grafico, si è evoluto per essere trattato mediante analisi numerica (noto in questa forma come metodo del cuneo di tentativo). Come il metodo di Coulomb anche questo metodo considera una superficie di rottura rettilinea.

I passi del procedimento risolutivo sono i seguenti:

si impone una superficie di rottura (angolo di inclinazione ρ rispetto all'orizzontale) e si considera il cuneo di spinta delimitato dalla superficie di rottura stessa, dalla parete su cui si calcola la spinta e dal profilo del terreno;

si valutano tutte le forze agenti sul cuneo di spinta e cioè peso proprio (W), carichi sul terrapieno, resistenza per attrito e per coesione lungo la superficie di rottura (R e C) e resistenza per coesione lungo la parete (A);

dalle equazioni di equilibrio si ricava il valore della spinta S sulla parete.

Questo processo viene iterato fino a trovare l'angolo di rottura per cui la spinta risulta massima.

La convergenza non si raggiunge se il terrapieno risulta inclinato di un angolo maggiore dell'angolo d'attrito del terreno.

Nei casi in cui è applicabile il metodo di Coulomb (profilo a monte rettilineo e carico uniformemente distribuito) i risultati ottenuti col metodo di Culmann coincidono con quelli del metodo di Coulomb.

Le pressioni sulla parete di spinta si ricavano derivando l'espressione della spinta S rispetto all'ordinata z . Noto il diagramma delle pressioni è possibile ricavare il punto di applicazione della spinta.

Spinta in presenza di sisma:

Per tener conto dell'incremento di spinta dovuta al sisma si fa riferimento al metodo di Mononobe-Okabe (cui fa riferimento la Normativa Italiana).

La Normativa Italiana suggerisce di tener conto di un incremento di spinta dovuto al sisma nel modo seguente.

Detta ε l'inclinazione del terrapieno rispetto all'orizzontale e β l'inclinazione della parete rispetto alla verticale, si calcola la spinta S' considerando un'inclinazione del terrapieno e della parete pari a

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta$$

$$\beta' = \beta + \theta$$

dove $\theta = \arctg(k_h/(1 \pm k_v))$ essendo k_h il coefficiente sismico orizzontale e k_v il coefficiente sismico verticale, definito in funzione di k_h .

In presenza di falda a monte, θ assume le seguenti espressioni:

Terreno a bassa permeabilità

$$\theta = \arctg[(\gamma_{sat}/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Terreno a permeabilità elevata

$$\theta = \arctg[(\gamma/(\gamma_{sat}-\gamma_w))*(k_h/(1 \pm k_v))]$$

Detta S la spinta calcolata in condizioni statiche l'incremento di spinta da applicare è espresso da

$$\Delta S = AS' - S$$

dove il coefficiente A vale

$$A = \frac{\cos^2(\beta + \theta)}{\cos^2\beta \cos\theta}$$

In presenza di falda a monte, nel coefficiente A si tiene conto dell'influenza dei pesi di volume nel calcolo di θ .

Adottando il metodo di Mononobe-Okabe per il calcolo della spinta, il coefficiente A viene posto pari a 1.

Tale incremento di spinta è applicato a metà altezza della parete di spinta nel caso di forma rettangolare del diagramma di incremento sismico, allo stesso punto di applicazione della spinta statica nel caso in cui la forma del diagramma di incremento sismico è uguale a quella del diagramma statico.

Oltre a questo incremento bisogna tener conto delle forze d'inerzia orizzontali e verticali che si destano per effetto del sisma. Tali forze vengono valutate come

$$F_{iH} = k_h W \quad F_{iV} = \pm k_v W$$

dove W è il peso del muro, del terreno soprastante la mensola di monte ed i relativi sovraccarichi e va applicata nel baricentro dei pesi.

Il metodo di Culmann tiene conto automaticamente dell'incremento di spinta. Basta inserire nell'equazione risolutiva la forza d'inerzia del cuneo di spinta. La superficie di rottura nel caso di sisma risulta meno inclinata della corrispondente superficie in assenza di sisma.

7 ANALISI MURO LATO NORD MARZENEGO SU PALI

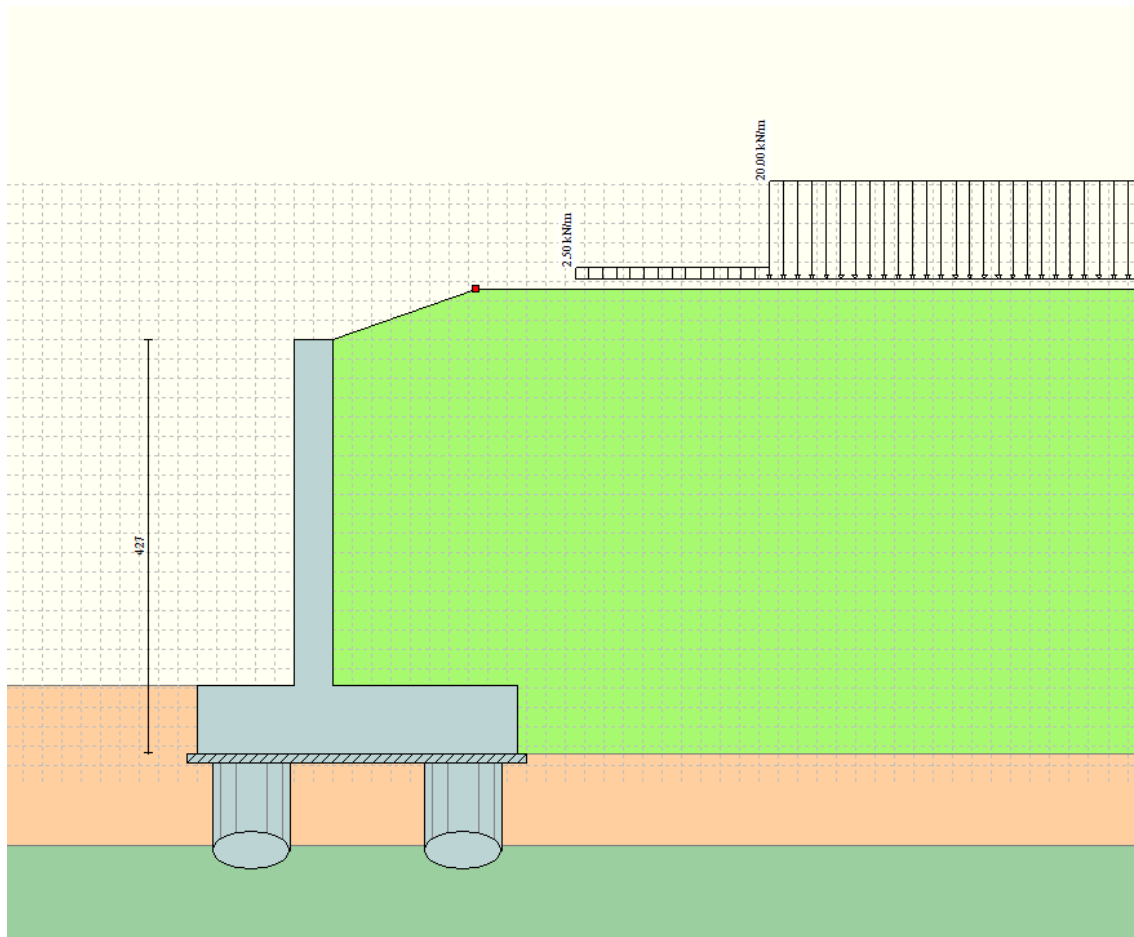


Figura 7 – Modello di calcolo

Descrizione

Altezza del paramento
Spessore in sommità
Spessore all'attacco con la fondazione
Inclinazione paramento esterno
Inclinazione paramento interno
Lunghezza del muro

Muro a mensola in c.a.

3.57 [m]
0.40 [m]
0.40 [m]
0.00 [°]
0.00 [°]
15.66 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle
Lunghezza mensola fondazione di monte
Lunghezza totale fondazione
Inclinazione piano di posa della fondazione

1.00 [m]
1.90 [m]
3.30 [m]
0.00 [°]

Spessore fondazione 0.70 [m]
 Spessore magrone 0.10 [m]

7.1.1 Coefficienti di combinazione dei carichi

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

γ_{Gsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni permanenti
 γ_{Gfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni permanenti
 γ_{Qsfav} Coefficiente parziale sfavorevole sulle azioni variabili
 γ_{Qfav} Coefficiente parziale favorevole sulle azioni variabili
 $\gamma_{tan\phi'}$ Coefficiente parziale di riduzione dell'angolo di attrito drenato
 $\gamma_{c'}$ Coefficiente parziale di riduzione della coesione drenata
 γ_{cu} Coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata
 γ_{qu} Coefficiente parziale di riduzione del carico ultimo
 γ_{γ} Coefficiente parziale di riduzione della resistenza a compressione uniassiale delle rocce

Coefficienti di partecipazione combinazioni statiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	0.90	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.10	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.50	1.50

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Coefficienti di partecipazione combinazioni sismiche

Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni:

Carichi	Effetto		A1	A2	EQU	HYD
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	0.90
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.00	1.00	1.00	1.30
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00

Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.00	1.00	1.00	1.50
-----------	-------------	------------------	------	------	------	------

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		M1	M2	M2	M1
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan\phi'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.25	1.00
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.40	1.00
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.60	1.00
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

FONDAZIONE SUPERFICIALE

Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO

Verifica	Coefficienti parziali		
	R1	R2	R3
Capacità portante della fondazione	1.00	1.00	1.40
Scorrimento	1.00	1.00	1.10
Resistenza del terreno a valle	1.00	1.00	1.40
Stabilità globale		1.10	

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R1	R2	R3
Punta	γ_b	1.00	1.70	1.35
Laterale compressione	γ_s	1.00	1.45	1.15
Totale compressione	γ_t	1.00	1.60	1.30
Laterale trazione	γ_{st}	1.00	1.60	1.25

CARICHI TRASVERSALI. Coefficienti parziali γ_T per le verifiche dei pali.

	R1	R2	R3
γ_T	1.00	1.60	1.30

Coefficienti di riduzione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica dei pali

Numero di verticali indagate	1	$\xi_3=1.70$	$\xi_4=1.70$
------------------------------	---	--------------	--------------

7.1.2 Terreni

Simbologia adottata

N Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

K_w Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

K_s Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c _a	σ_d
Rilevato	19.00	19.00	33.00	0.00	0.0	0.0	0
Terreno 2	19.00	19.00	26.00	0.00	0.0	0.0	0
Terreno 3	19.00	19.00	28.00	0.00	0.0	0.0	0
Terreno 4	19.00	19.00	30.00	0.00	0.0	0.0	0
Terreno 5	19.00	19.00	35.00	0.00	0.0	0.0	0
Terreno 6	19.00	19.00	26.00	0.00	0.0	0.0	0
Terreno 7	19.00	19.00	30.00	0.00	0.0	0.0	0
Terreno 8	19.00	19.00	26.00	0.00	0.0	0.0	0
Terreno 9	19.00	19.00	32.00	0.00	0.0	0.0	0
Terreno 10	19.00	19.00	26.00	0.00	0.0	0.0	0

7.1.3 Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato

H Spessore dello strato espresso in [m]

a Inclinazione espressa in [°]

K_w Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm

K_s Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	K _w	K _s	Terreno
1	4.27	0.00	0.00	0.45	Rilevato
2	0.95	0.00	0.07	0.56	Terreno 2
3	2.50	0.00	2.00	0.53	Terreno 3
4	2.00	0.00	3.41	0.50	Terreno 4
5	5.50	0.00	5.75	0.43	Terreno 5
6	2.00	0.00	0.65	0.56	Terreno 6
7	2.00	0.00	9.34	0.50	Terreno 7
8	1.50	0.00	0.84	0.56	Terreno 8
9	1.00	0.00	11.20	0.47	Terreno 9
10	6.00	0.00	0.94	0.56	Terreno 10

7.1.4 Elenco delle condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Sovraccarico STRADALE)

D	Profilo	$X_i=2.50$	$X_f=4.50$	$Q_i=2.5000$	$Q_f=2.5000$
D	Profilo	$X_i=4.50$	$X_f=12.50$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$

7.1.5 Elenco delle combinazioni di calcolo

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 6 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 11 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 12 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 13 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 14 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 15 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 16 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 17 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	1.00	1.00

7.2 RISULTATI DI CALCOLO

7.2.1 Verifica geotecnica di capacità portante verticale pali

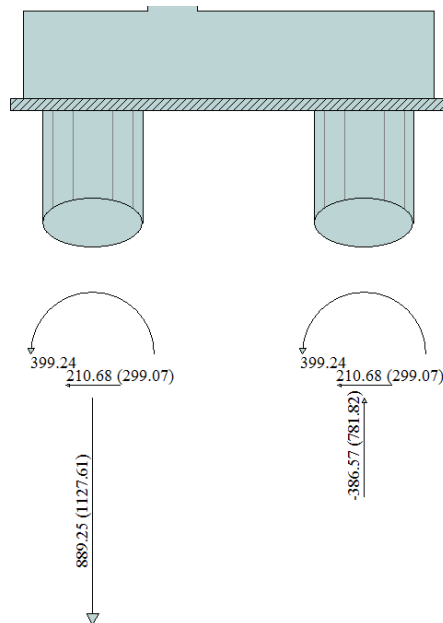


Figura 8- Massima compressione palo anteriore e trazione palo posteriore

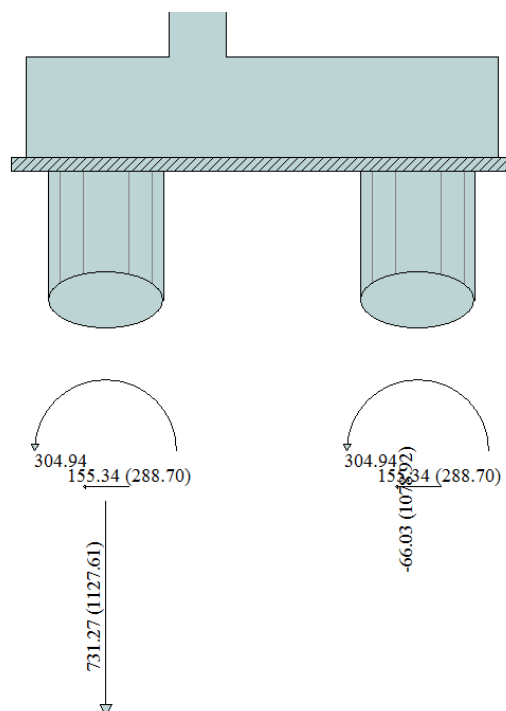


Figura 9- Minima trazione palo posteriore

Si riporta successivamente il calcolo di capacità portante verticale:

Diametro palo 0.8 m
 Lunghezza di calcolo palo= 18 m
 Lunghezza effettiva palo = 18 m
 Falda = 0.65 m da quota terreno
 $\xi_3 = 1.7$ R3 laterale 1.15 R3 base 1.3
 compressione

Resistenza laterale

Terreno= A Coerenti ; S incoerenti

N.-Strati	Terreno	H(m)	γ (kN/m ³)	Cu (kPa)	ϕ' (°)	α (palo trivellato)	OCR	σ' (kN/m ²) a metà strato	K
0	S	0.1	19		0		1	0.95	1.00
1	S	0.7	19		0		1	8.55	1.00
2	A	0.95	19	65	26	0.55	1	17.98	0.70
3	S	2.5	19		28		1	33.50	0.70
4	S	2	19		30		1	53.75	0.70
5	S	5.5	19		35		1	87.50	0.70
6	A	2	19	45	26	0.55	1	121.25	0.70
7	S	2	19		30		1	139.25	0.70
8	A	1.5	19	60	26	0.55	1	155.00	0.70
9	S	1	19		32		1	166.25	0.70
10	A	0.55	19	55	26	0.55	1	173.23	0.70

Resistenza laterale limite condizioni non drenate	1512	kN
Resistenza laterale limite condizioni drenate	1603	kN

Resistenza di punta

Caratteristiche strato di base

Terreno	Lunghezza palo H(m)	Cu (kPa)	ϕ' (°)	σ' (kN/m ²)	σ (kN/m ²)
A	18	55	26	176	357

Area di punta del palo= 0.50 m²
 $Nq^* = 6$

Resistenza di punta condizioni drenate	530	kN
Resistenza di punta condizioni non drenate	428	kN

Calcolo del palo in compressione agli stati limite

Combinazione A1

Carico limite di progetto in condizioni non drenate	967	kN
Carico limite di progetto in condizioni drenate	1014	kN
Portata palo	967	kN

Nel calcolo di capacità portante per gli strati coesivi è stata applicata un'efficienza pari a 0.71 calcolata con la formula di Converse-Labarre.

N max compressione = 889 kN

Peso palo come differenza di peso tra terreno e calcestruzzo allo SLU(x 1.3)=70.5 kN

Max azione compressione = 889 + 70.5 =959 < 967 kN (verificato)

Resistenza a trazione del palo = $1512 \text{ kN} / (1.7 \times 1.25) = 711 \text{ kN}$

Max azione trazione = $387 - 70.5 / 1.3 = 332.76 < 711 \text{ kN}$ (verificato)

7.2.2 Verifica geotecnica di capacità portante orizzontale pali

Massima azione di taglio in sommità palo è pari a 210.68 kN (Figura 8)

Il palo nella parte superiore verrà armato con $18\phi 26 + 18\phi 26$ Momento di plasticizzazione = 1605 kNm (ottenuto con palo in trazione)– 1735 (ottenuto con palo in compressione), a favore di sicurezza si usa 1605 kNm

$F_s = 1.7 \times 1.3 (\xi_3 \times R_3) = 2.21$

**CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI INCOERENTI
PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**

OPERA:

TEORIA DI BASE:

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

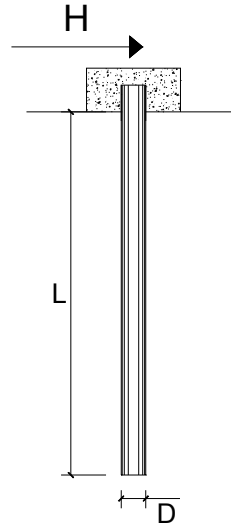
M_y = momento di plasticizzazione della sezione

F_s = coefficiente di sicurezza

φ' = angolo di attrito del terreno

k_p = coeff. di spinta passiva (k_p = (1+sinφ')/(1-sinφ'))

γ = peso di unità di volume del terreno (se è presente la falda γ = γ')



Palo corto:
$$H = 1.5 k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2$$

Palo intermedio:
$$H = \frac{1}{2} k_p \gamma d^3 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{L}$$

Palo lungo:
$$H = k_p \gamma d^3 \sqrt[3]{\left(3.676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

DATI DI IMPUT:

L =	18.00	(m)
D =	0.80	(m)
M _y =	1605.00	(kN m)
F _s =	2.21	(-)
φ' =	28.50	(°)
k _p =	2.83	(-)
γ =	9.00	(kN/m ³)

Palo corto:

H1 =	9886.13	(kN)	H1/F _s =	4473.36	(kN)
------	---------	------	---------------------	---------	------

Palo intermedio:

H2 =	3384.54	(kN)	H2/F _s =	1531.47	(kN)
------	---------	------	---------------------	---------	------

Palo lungo:

H3 =	891.31	(kN)	H3/F _s =	403.31	(kN)
------	--------	------	---------------------	--------	------

φ = 28.5 ° angolo di attrito medio sui primi metri entro si forma la cerniera plastica.

PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA**OPERA:****TEORIA DI BASE:**

(Broms, 1964)

H = carico limite orizzontale

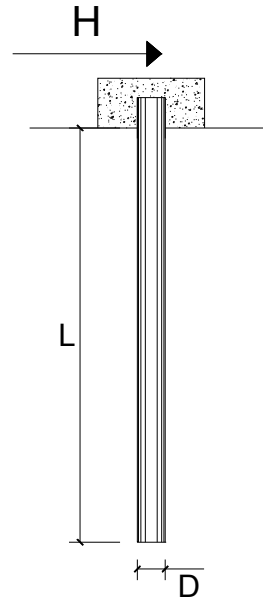
L = lunghezza del palo

D = diametro del palo

My = momento di plasticizzazione della sezione

Fs = coefficiente di sicurezza

cu = resistenza al taglio non-drenata



Palo corto:
$$H = 9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} - 1.5 \right)$$

Palo intermedio:
$$H = -9c_u d^2 \left(\frac{L}{d} + 1.5 \right) + 9c_u d^2 \sqrt{2 \left(\frac{L}{d} \right)^2 + \frac{4}{9} \frac{M_y}{c_u d^3} + 4.5}$$

Palo lungo:
$$H = -13.5c_u d^2 + c_u d^2 \sqrt{182.25 + 36 \frac{M_y}{c_u d^3}}$$

DATI DI INPUT:

L = 18.00 (m)
 D = 0.80 (m)
 My = 1605.00 (kN m)
 Fs = 2.21 (-)
 cu = 65.00 (kN/m²)

Palo corto:

H1 = 7862.40 (kN) H1/Fs 3557.65 (kN)

Palo intermedio:

H2 = 3079.35 (kN) H2/Fs 1393.37 (kN)

Palo lungo:

H3 = 1260.47 (kN) H3/Fs 570.35 (kN)

Efficienza calcolata con la formula di Van Impe = 0.522

Massima azione :

$$T = 210.68 < 403.31 \times 0.522 = 211 \text{ kNN Verificato}$$

Dato che il muro è fondato su pali aventi diametro 80cm si ritiene la verifica di stabilità globale pleonastica.

7.2.3 Sollecitazioni e verifiche strutturali muro

7.2.3.1 PARAMENTO

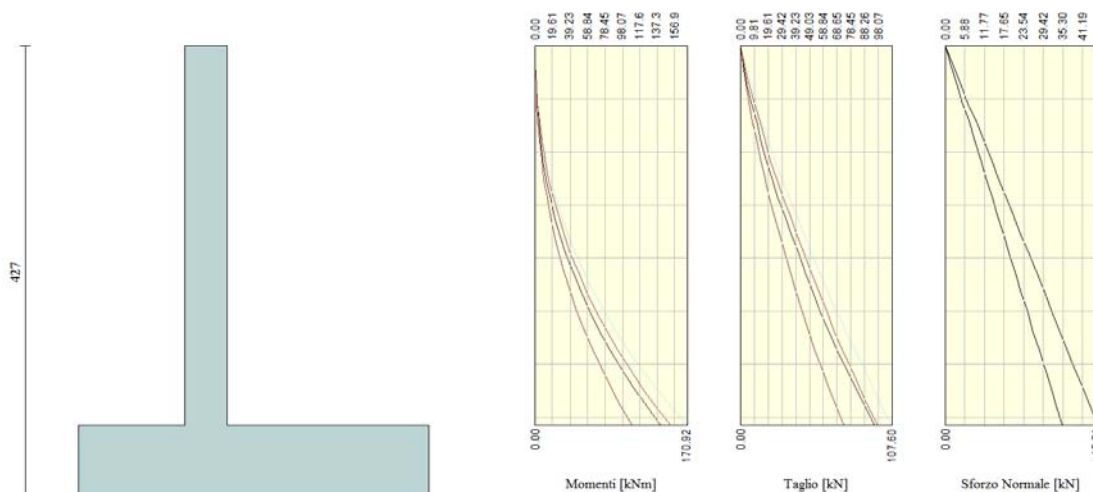


Figura 10 – Diagrammi di sollecitazione del muro

Verifica strutturale alla base del muro:

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	M _{resistente} / M _{agente}
170.92	100 x 50	5 ϕ 20	6	5 ϕ 12	5.6	1.5

Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 500$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 60$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	Ø	$20 = 15.71 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 440$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			15.71 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 170.6 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.674 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.429$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.0036 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 199.1 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 188.7 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 199.1 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Verifica a fessurazione paramento (SLE) rara, a favore di sicurezza si verifica le tensioni e la fessurazioni con la sola combinazione rara.

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	σs [MPa]	σc [MPa]	wk [mm]	wlim [mm]
108.82	100 x 50	5φ20	6	5φ12	5.6	173	4.27	0.157	0.2

7.2.3.2 FONDAZIONE

Per il calcolo della sollecitazione della fondazione derivante dal palo lato valle si considera un meccanismo tirante puntone.

Azione massima palo di valle $N_{SLU} = 889.25 \text{ kN}$ ($M = 400 \text{ kNm}$) (Figura 8)

$a \text{ (braccio)} = 0.44 + M/N = 0.8898 \text{ m}$

Si considera una larghezza di diffusione del carico dal palo a 45° fino al paramento. $\text{Larghezza} = 0.80 + 0.44 \times 2 = 1.68 \text{ m}$

Si considera la fondazione armata con $\phi 26/20$, su 168 cm ci sono 8 $\phi 26$.

MENSOLA TOZZA		
h	70	cm
Cmed	6	cm
d	64	cm
b piastra	168	cm
b cls max	168	cm
P	889.25	kN
a	88.9	cm
H	0	kN
l	101.7	cm
λ	1.77	
f _{yd}	391.3	Mpa
A _{s min}	40.12	cmq
n ₁	8	
ϕ	26	mm
A _{s1}	42.47	cmq
n ₂		
ϕ		mm
A _{s2}	0.00	cmq
A _{stot}	42.47	cmq
PR _s	941	kN
Meccanismo	I	
b cls eff	168	cm
i	48.0	cm
R _{ck}	40	MPa
f _{cd}	18.8	MPa
c	1.0	
PR _c	1965	kN
PR _c ≥ PR _s	sì	
F.S.	1.06	

Combinazione rara

Sollecitazioni testa palo

$$N_{SLE} = 577.93 \text{ kN}$$

$$T_{SLE} = 125.38 \text{ kN}$$

$$M_{SLE \text{ testa palo}} = 245.90 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni all'incastro

$$N = 125.38 \text{ kN}$$

$$M \text{ all'incastro} = (245.9/557.93 + 0.44) \times 577.93 - 125.38 \times 0.7/2 = 456.11 \text{ kNm}$$

Verifica tensionale e fessurativa

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	σ_s [MPa]	σ_c [MPa]	wk [mm]	wlim [mm]
456.11	168 x 70	8 ϕ 26	6.3	8 ϕ 26	6.3	171	4.46	0.158	0.2

Verifica soletta di monte

Sollecitazioni testa palo

$$N_{SLU} = 386.57 \text{ kN}$$

$$T_{SLU} = 210.68 \text{ kN}$$

$$M_{SLU \text{ testa palo}} = 400 \text{ kNm}$$

Si considera una diffusione del carico a 45° con il limite dell'interasse pali (2.4 m).

$$\text{Braccio} = 1.34 \text{ m}$$

$$M = 386.57 \times 1.34 + 400 - 210.68 \times 0.7/2 = 844.26 \text{ kNm}$$

$$N = 210.68 \text{ kN}$$

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	$M_{resistente}/M_{agente}$
844.96	240 x 70	12 ϕ 26	6.3	12 ϕ 26	6.3	1.7

L'azione di trazione si ritiene trascurabile nella verifica a taglio $\sigma_{ct} = 0.125 \text{ MPa}$)

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 2400$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 700$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 63$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 12$	Ø	$26 = 63.71 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 637$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			63.71 cm^2

• **Sollecitazioni** (compressione < 0, trazione > 0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 386.6 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.560 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.386$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.0042 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 678.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 590.0 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 678.8 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Combinazione rara

Sollecitazioni testa palo

$$N_{SLE} = -68.78 \text{ kN}$$

$$T_{SLE} = 125.38 \text{ kN}$$

$$M_{SLE \text{ testa palo}} = 245.90 \text{ kNm}$$

Sollecitazioni all'incastro

$$N = 125.38 \text{ kN} \quad (\text{trazione})$$

$$M \text{ all'incastro} = (245.9/68.78 + 1.34) \times 68.78 - 125.38 \times 0.7/2 = 294.18 \text{ kNm}$$

Verifica tensionale e fessurativa in combinazione rara a favore di sicurezza.

M (kNm)	BxH (cm)	A _s	δ [cm]	A's	δ' [cm]	σ _s [MPa]	σ _c [MPa]	w _k [mm]	w _{lim} [mm]
294.18	240 x 70	12φ26	6.3	12φ26	6.3	89.3	1.86	0.1	0.2

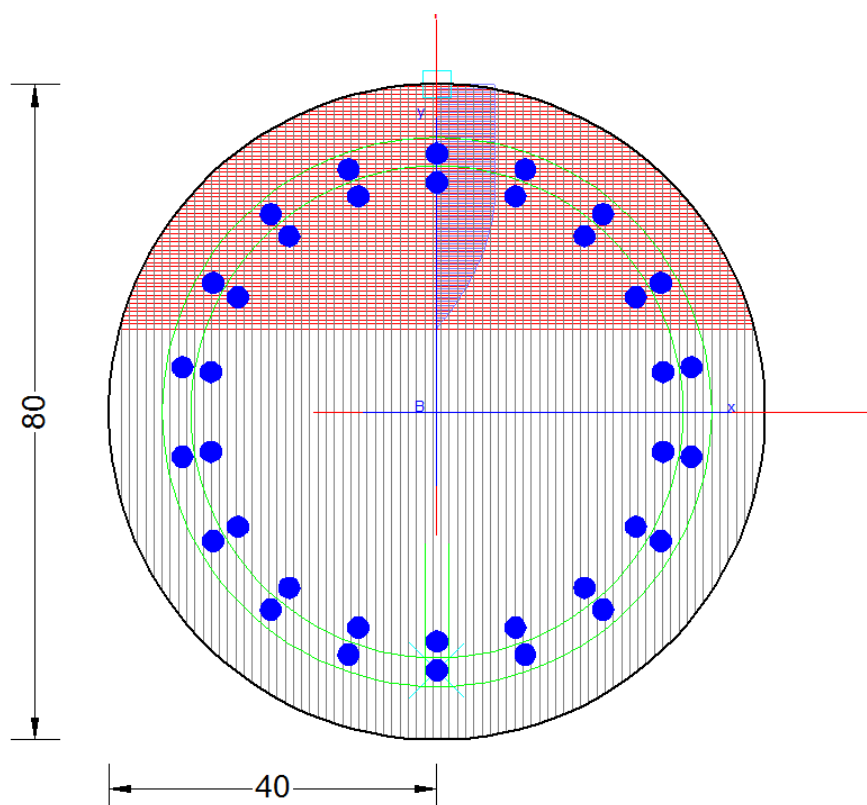
7.2.3.3 PALI

Verifica strutturale a seguito dell'azione di taglio

Si verifica la sezione strutturale per effetto del momento plastico (M plastico = 1605 kNm) precedentemente utilizzato per la verifica a capacità portante orizzontale.

Armatura a flessione = 18φ26 + 18φ26

Armatura taglio composta da due staffe circolari (spire) φ 14 ogni 20 cm.



Si verifica a taglio e a flessione sia con le azioni agenti che con le massime azioni necessarie per la verifica secondo Broms.

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 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 circonferenza, lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza, 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 equidistanti, disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	31.5	18	26
2	0.0	0.0	27.5	18	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	-386.57	1605.00	0.00	895.00	0.00
2	889.25	1605.00	0.00	895.00	0.00
3	-386.00	400.00	0.00	210.68	0.00
4	889.25	400.00	0.00	210.68	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	577.93	245.90	0.00
2	-69.00	245.90	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	567.60	238.00 (277.23)	0.00 (0.00)
2	-57.00	238.00 (203.84)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	562.50	234.00 (277.96)	0.00 (0.00)
2	-51.00	234.00 (204.28)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N° Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	-386.57	1605.00	0.00	-386.86	1635.64	0.00	1.02	191.1(15.1)
2	S	889.25	1605.00	0.00	889.36	1753.11	0.00	1.09	191.1(15.1)
3	S	-386.00	400.00	0.00	-386.06	1635.75	0.00	4.09	191.1(15.1)
4	S	889.25	400.00	0.00	889.36	1753.11	0.00	4.38	191.1(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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.)
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N° Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	40.0	0.00246	0.0	31.5	-0.00525	0.0	-31.5

2	0.00350	0.0	40.0	0.00260	0.0	31.5	-0.00405	0.0	-31.5
3	0.00350	0.0	40.0	0.00246	0.0	31.5	-0.00525	0.0	-31.5
4	0.00350	0.0	40.0	0.00260	0.0	31.5	-0.00405	0.0	-31.5

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 (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000122430	-0.001397195	----	----
2	0.000000000	0.000105592	-0.000723665	----	----
3	0.000000000	0.000122415	-0.001396615	----	----
4	0.000000000	0.000105592	-0.000723665	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con $L=lunghezza\ legatura\ proiezione$ sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	895.00	1135.22	980.74	60.1 51.1	71.8	1.700	1.000	26.3	28.8(0.0)
2	S	895.00	1236.90	943.18	59.7 49.2	72.3	1.700	1.125	27.4	28.8(0.0)
3	S	210.68	1135.19	980.72	60.1 51.1	71.8	1.700	1.000	6.2	28.8(0.0)
4	S	210.68	1236.90	943.18	59.7 49.2	72.3	1.700	1.125	6.4	28.8(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
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 [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.41	0.0	0.0	-45.6	0.0	-31.5	914	42.5	4.0	1.00
2	S	4.02	0.0	0.0	-81.4	0.0	-31.5	1342	63.7	4.0	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.28	0.0	0.0	-43.8	0.0	-31.5	880	42.5	4.0	0.50
2	S	3.90	0.0	0.0	-78.2	0.0	-31.5	1305	63.7	4.0	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
S1	Esito della verifica
S2	Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
k2	Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata
k3	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
Ø	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica
Cf	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Psi	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm	= $1 - \text{Beta}12 \cdot (Ssr/Ss)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (f_{ctm}/S2)^2 = 1 - \text{Beta}12 \cdot (M_{fess}/M)^2$ [B.6.6 DM96]
srm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 \cdot Ss/Es$ è tra parentesi
wk	Distanza media tra le fessure [mm]
Mx fess.	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 \cdot e \cdot sm \cdot srm$. Valore limite tra parentesi
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.2	0	0.125	26	72	0.400	0.00009 (0.00009)	179	0.027 (0.40)	277.23	0.00
2	S	-3.0	0	0.125	26	72	0.633	0.00025 (0.00016)	179	0.075 (0.40)	203.84	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

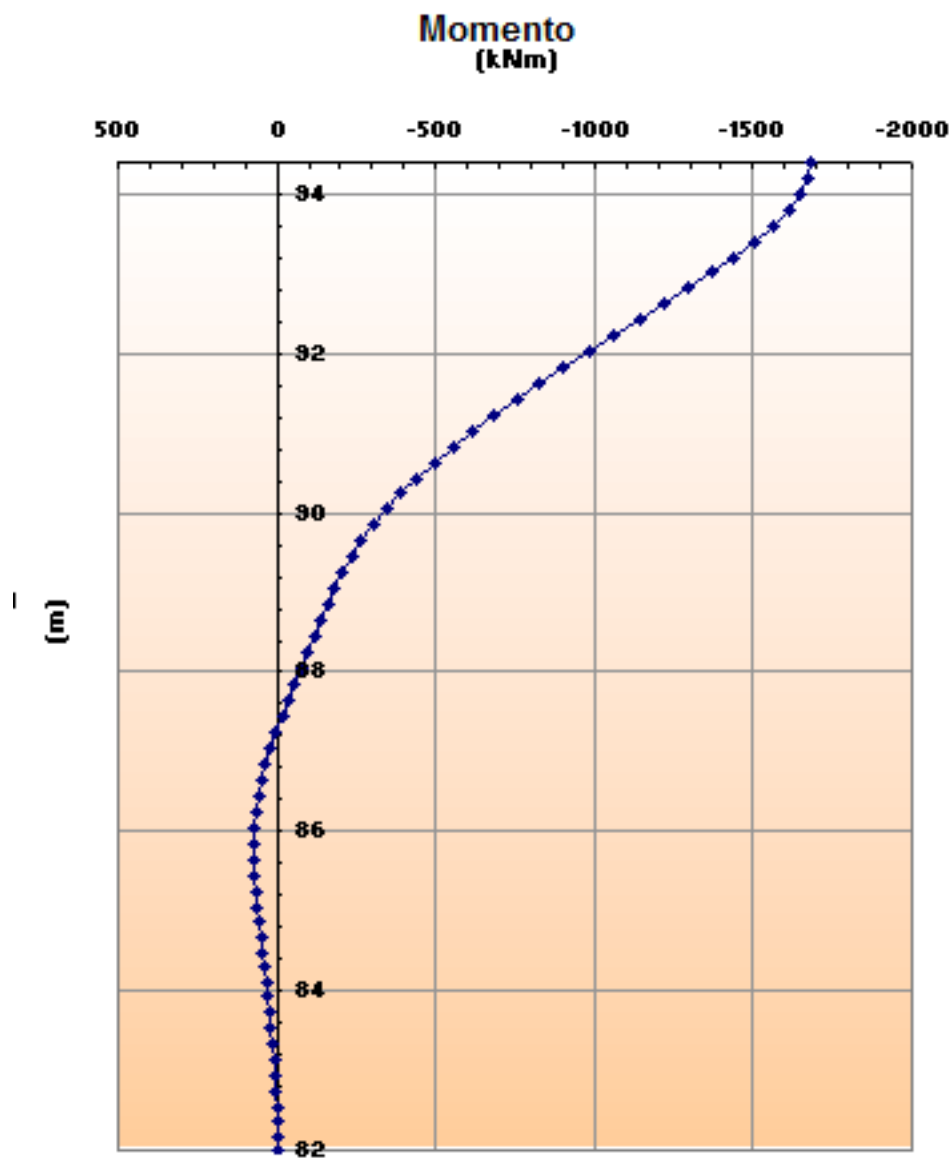
N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	4.21	0.0	0.0	-42.8	0.0	-31.5	880	42.5	4.0	0.50
2	S	3.84	0.0	0.0	-76.6	0.0	-31.5	1305	63.7	4.0	0.50

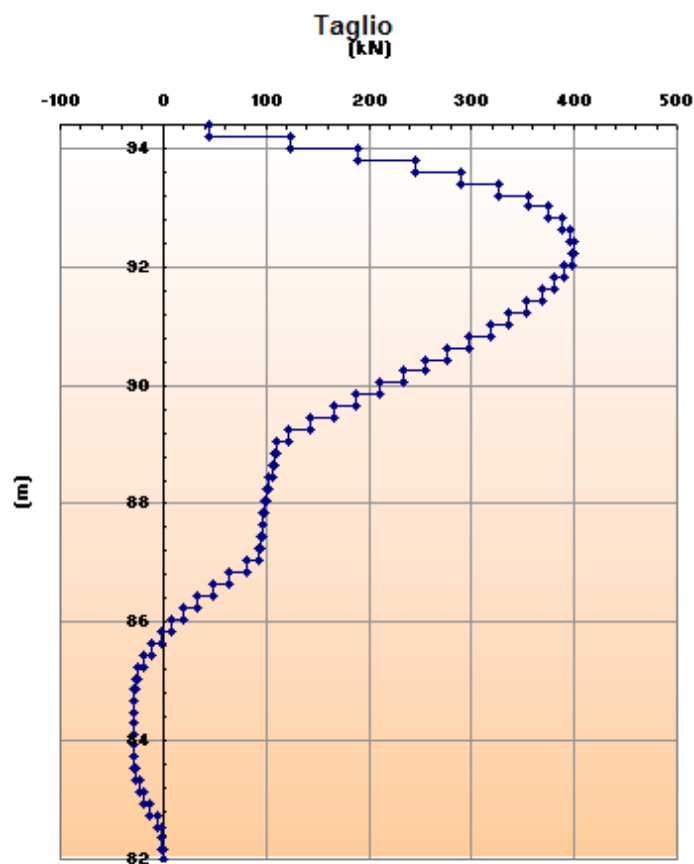
COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-2.2	0	0.125	26	72	0.400	0.00009 (0.00009)	179	0.026 (0.30)	277.96	0.00
2	S	-2.9	0	0.125	26	72	0.619	0.00024 (0.00015)	179	0.072 (0.30)	204.28	0.00

Per la parte inferiore, al di sotto della cerniera plastica (profondità calcolata secondo la teoria di Broms). Profondità cerniera plastica = 5.6m

Si analizza il palo libero di ruotare e spostarsi a seguito di momento plastico della sezione sopostante (1605 kNm) con vincolo elastico orizzontale.





Sollecitazioni a quota sommità 2° gabbia (quota 90.4 m).

$M=443 \text{ kNm}$

$T=255 \text{ kN}$

Momento all'inizio della seconda gabbia in combinazione rara è esiguo (15 kNm)

Armatura a flessione = $18\phi 26$

Armatura taglio composta da una staffa circolare (spire) $\phi 14$ ogni 20 cm.

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 40.0 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 circonferenza, lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza, 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	31.5	18	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
Passo staffe: 20.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	443.00	0.00	255.00	0.00
2	889.25	443.00	0.00	255.00	0.00
3	-386.00	443.00	0.00	255.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	15.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	15.00 (174.20)	0.00 (0.00)

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	15.00 (174.20)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	443.00	0.00	0.00	982.64	0.00	2.22	95.6(15.1)
2	S	889.25	443.00	0.00	889.15	1116.32	0.00	2.52	95.6(15.1)
3	S	-386.00	443.00	0.00	-385.77	915.15	0.00	2.07	95.6(15.1)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	40.0	0.00226	0.0	31.5	-0.00697	0.0	-31.5
2	0.00350	0.0	40.0	0.00249	0.0	31.5	-0.00502	0.0	-31.5
3	0.00350	0.0	40.0	0.00214	0.0	31.5	-0.00795	0.0	-31.5

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 (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45				
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue				
N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000146416	-0.002356649		
2	0.000000000	0.000119098	-0.001263937	----	----
3	0.000000000	0.000160090	-0.002903584	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
 Passo staffe: 20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
 Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
 d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
 Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
 I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
 bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
 E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
 Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
 Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
 Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
 A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
 Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
 L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	255.00	1334.92	320.76	61.8 53.3	70.8	1.000	1.000	12.2	15.4(0.0)
2	S	255.00	1461.86	304.58	59.7 50.6	72.6	1.000	1.125	12.9	15.4(0.0)
3	S	255.00	1338.66	327.78	62.9 54.4	69.5	1.000	1.000	12.0	15.4(0.0)

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 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 [Mpa]
 Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
 Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure
 D barre Distanza tre le barre tese [cm] ai fini del calcolo dell'apertura fessure
 Beta12 Prodotto dei coeff. di aderenza delle barre Beta1*Beta2

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.34	0.0	0.0	-8.1	0.0	-31.5	1417	37.2	10.9	1.00

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.34	0.0	0.0	-8.1	0.0	-31.5	1417	37.2	10.9	0.50

COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§B.6.6 DM96]

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
 Esito della verifica
 S1 Massima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione non fessurata
 S2 Minima tensione [Mpa] di trazione nel calcestruzzo valutata in sezione fessurata



k2	= 0.4 per barre ad aderenza migliorata
k3	= 0.125 per flessione e presso-flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica
Ø	Diametro [mm] medio delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
Psi	$= 1 - \text{Beta}12 * (\text{Ssr} / \text{Ss})^2 = 1 - \text{Beta}12 * (\text{fctm} / \text{S2})^2 = 1 - \text{Beta}12 * (\text{Mfess} / \text{M})^2$ [B.6.6 DM96]
e sm	Deformazione unitaria media tra le fessure [4.3.1.7.1.3 DM96]. Il valore limite = $0.4 * \text{Ss} / \text{Es}$ è tra parentesi
srm	Distanza media tra le fessure [mm]
wk	Valore caratteristico [mm] dell'apertura fessure = $1.7 * e \text{ sm} * \text{srm}$. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0	0.125	26	72	0.400	0.00002 (0.00002)	215	0.006 (0.40)	174.20	0.00

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (DM96)

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.	D barre	Beta12
1	S	0.34	0.0	0.0	-8.1	0.0	-31.5	1417	37.2	10.9	0.50

COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [B.6.6 DM96]

Comb.	Ver	S1	S2	k3	Ø	Cf	Psi	e sm	srm	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.2	0	0.125	26	72	0.400	0.00002 (0.00002)	215	0.006 (0.30)	174.20	0.00

8 ANALISI MURO LATO SUD MARZENEGO

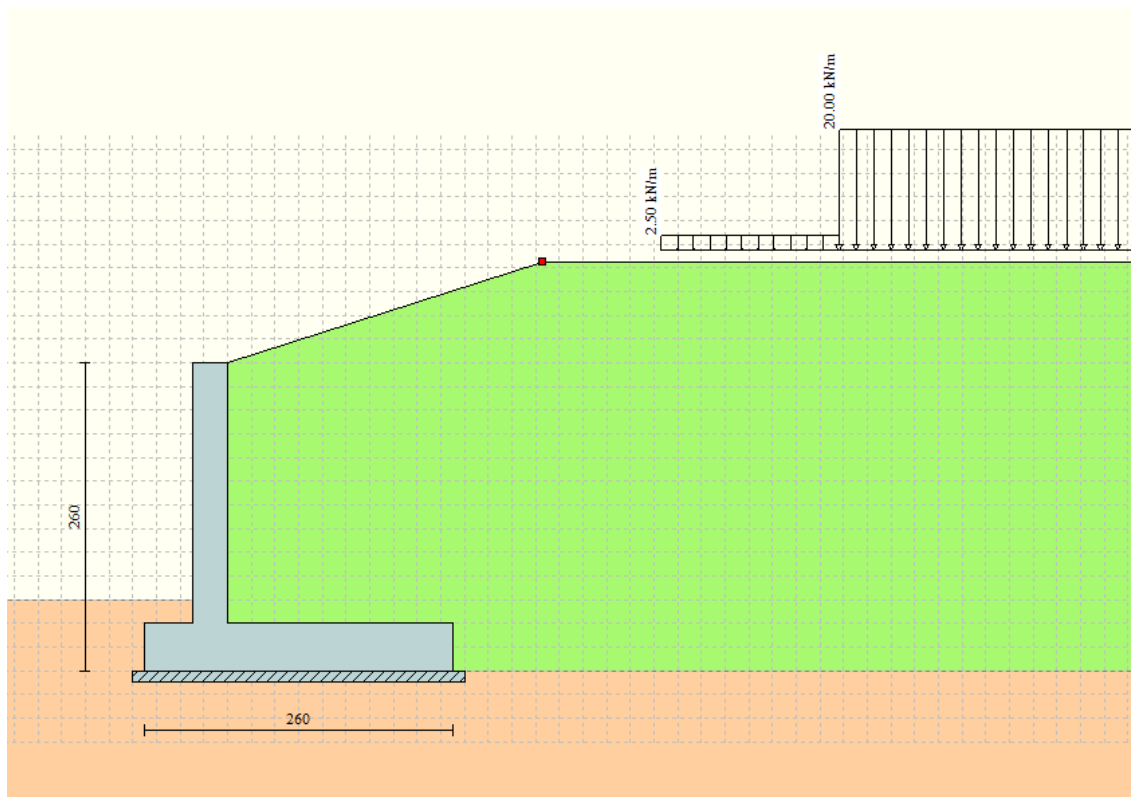


Figura 11 – Modello di calcolo

Descrizione

Muro a mensola in c.a.

Altezza del paramento	2.20 [m]
Spessore in sommità	0.30 [m]
Spessore all'attacco con la fondazione	0.30 [m]
Inclinazione paramento esterno	0.00 [°]
Inclinazione paramento interno	0.00 [°]
Lunghezza del muro	9.50 [m]

Fondazione

Lunghezza mensola fondazione di valle	0.40 [m]
Lunghezza mensola fondazione di monte	1.90 [m]
Lunghezza totale fondazione	2.60 [m]
Inclinazione piano di posa della fondazione	0.00 [°]
Spessore fondazione	0.40 [m]
Spessore magrone	0.10 [m]

8.1.1 Terreni

Simbologia adottata

N Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 a Inclinazione espressa in [°]
 Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta

Terreno Terreno dello strato

Condizioni drenate

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	19.00	33.00	0.00	0.0	0.0
Terreno 2	19.00	19.00	26.00	19.30	0.0	0.0
Terreno 3	19.00	19.00	34.00	0.00	0.0	0.0

δ = coefficiente di attrito per limi assunto pari a 0.35 (Terzaghi e Peck) che equivale ad un angolo di attrito di 19.3°

Condizioni non drenate

Descrizione	γ	γ_s	ϕ	δ	c	c_a
Rilevato	19.00	19.00	33.00	0.00	0.0	0.0
Terreno 2	19.00	19.00	0.00	0.00	60.0	30.0
Terreno 3	19.00	19.00	34.00	0.00	0.0	0.0

8.1.2 Stratigrafia

Simbologia adottata

N Indice dello strato
 H Spessore dello strato espresso in [m]
 a Inclinazione espressa in [°]
 Kw Costante di Winkler orizzontale espressa in Kg/cm²/cm
 Ks Coefficiente di spinta
 Terreno Terreno dello strato

Nr.	H	a	Kw	Ks	Terreno
1	2.60	0.00	0.10	0.45	Rilevato
2	5.00	0.00	1.38	0.56	Terreno 2
3	8.00	0.00	2.00	0.53	Terreno 3

8.1.3 Elenco delle condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

X Ascissa del punto di applicazione del carico concentrato espressa in [m]

F_x Componente orizzontale del carico concentrato espressa in [kN]

F_y Componente verticale del carico concentrato espressa in [kN]

M Momento espresso in [kNm]

X_i Ascissa del punto iniziale del carico ripartito espressa in [m]

X_f Ascissa del punto finale del carico ripartito espressa in [m]

Q_i Intensità del carico per $x=X_i$ espressa in [kN/m]

Q_f Intensità del carico per $x=X_f$ espressa in [kN/m]

D / C Tipo carico : D=distribuito C=concentrato

Condizione n° 1 (Sovraccarico STRADALE)

D	Profilo	$X_i=3.66$	$X_f=5.16$	$Q_i=2.5000$	$Q_f=2.5000$
D	Profilo	$X_i=5.16$	$X_f=14.00$	$Q_i=20.0000$	$Q_f=20.0000$

8.1.4 Elenco delle combinazioni di calcolo

Simbologia adottata

F/S Effetto dell'azione (FAV: Favorevole, SFAV: Sfavorevole)

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 2 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 3 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 4 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 5 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10

Combinazione n° 6 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 7 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 8 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 9 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 10 - Caso A1-M1 (STR)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.30	1.00	1.30
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Spinta terreno	SFAV	1.30	1.00	1.30
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 11 - Caso EQU (SLU)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	0.90	1.00	0.90
Peso proprio terrapieno	FAV	0.90	1.00	0.90
Spinta terreno	SFAV	1.10	1.00	1.10
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.50	1.00	1.50

Combinazione n° 12 - Caso A2-M2 (GEO-STAB)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.30	1.00	1.30

Combinazione n° 13 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 14 - Caso A1-M1 (STR) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 15 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 16 - Caso EQU (SLU) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	FAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	FAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 17 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. positivo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00

Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 18 - Caso A2-M2 (GEO-STAB) - Sisma Vert. negativo

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	SFAV	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	SFAV	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.20	0.20

Combinazione n° 19 - Quasi Permanente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00

Combinazione n° 20 - Frequente (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	0.40	0.40

Combinazione n° 21 - Rara (SLE)

	S/F	γ	Ψ	$\gamma * \Psi$
Peso proprio muro	--	1.00	1.00	1.00
Peso proprio terrapieno	--	1.00	1.00	1.00
Spinta terreno	--	1.00	1.00	1.00
Sovraccarico_STRADALE	SFAV	1.00	1.00	1.00

8.2 RISULTATI DI CALCOLO

Simbologia adottata

C Identificativo della combinazione

Tipo Tipo combinazione

Sisma Combinazione sismica

CS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento

CS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento

CS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite

CS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale

Condizioni drenate

C	Tipo	Sisma	CS_{SCO}	CS_{RIB}	CS_{QLIM}	CS_{STAB}
1	A1-M1 - [1]	--	1.12	--	1.90	--
2	A1-M1 - [1]	--	1.45	--	2.04	--



3	A1-M1 - [1]	--	1.35	--	2.09	--
4	A1-M1 - [1]	--	1.22	--	1.91	--
5	EQU - [1]	--	--	3.54	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	1.46
7	A1-M1 - [2]	--	1.33	--	2.06	--
8	A1-M1 - [2]	--	1.21	--	1.88	--
9	A1-M1 - [2]	--	1.11	--	1.88	--
10	A1-M1 - [2]	--	1.43	--	2.03	--
11	EQU - [2]	--	--	3.51	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	1.44
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	1.25	--	2.18	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	1.25	--	2.23	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.75	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.61	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	1.37
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	1.37
19	SLEQ - [1]	--	1.46	--	2.66	--
20	SLEF - [1]	--	1.45	--	2.65	--
21	SLER - [1]	--	1.44	--	2.64	--

Condizioni non drenate

C	Tipo	Sisma	CS _{sco}	CS _{rib}	CS _{qlim}	CS _{stab}
1	A1-M1 - [1]	--	1.86	--	4.91	--
2	A1-M1 - [1]	--	1.86	--	4.12	--
3	A1-M1 - [1]	--	1.86	--	4.51	--
4	A1-M1 - [1]	--	1.86	--	4.43	--
5	EQU - [1]	--	--	3.54	--	--
6	STAB - [1]	--	--	--	--	2.70
7	A1-M1 - [2]	--	1.84	--	4.50	--
8	A1-M1 - [2]	--	1.84	--	4.42	--
9	A1-M1 - [2]	--	1.84	--	4.89	--
10	A1-M1 - [2]	--	1.84	--	4.11	--
11	EQU - [2]	--	--	3.51	--	--
12	STAB - [2]	--	--	--	--	2.63
13	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	2.05	--	5.13	--
14	A1-M1 - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	2.10	--	5.29	--
15	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	3.75	--	--
16	EQU - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	3.61	--	--
17	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale positivo	--	--	--	2.52
18	STAB - [3]	Orizzontale + Verticale negativo	--	--	--	2.56
19	SLEQ - [1]	--	2.42	--	5.63	--
20	SLEF - [1]	--	2.41	--	5.62	--
21	SLER - [1]	--	2.40	--	5.62	--

8.2.1 Sollecitazioni e verifiche strutturali muro

8.2.1.1 PARAMENTO

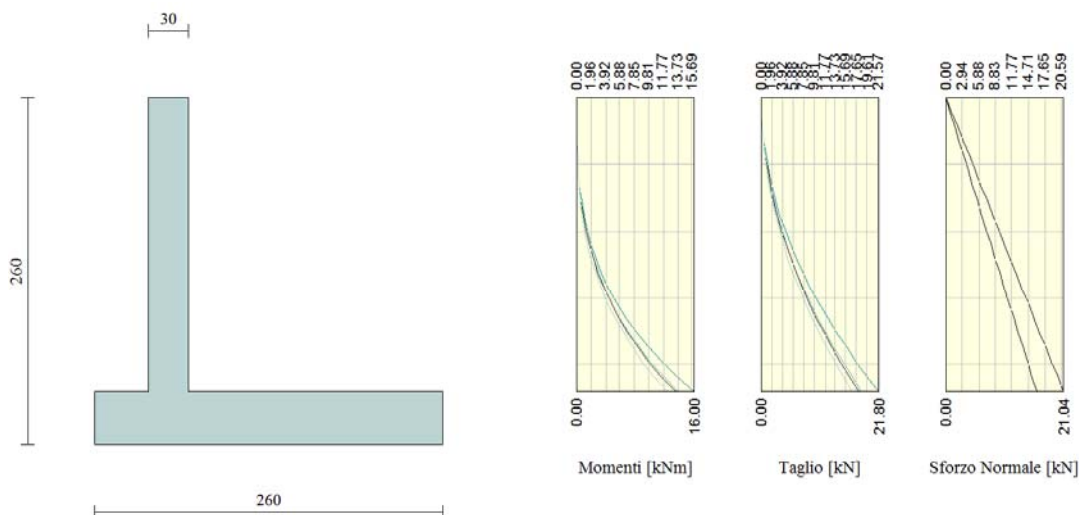


Figura 12 – Diagrammi di sollecitazione del paramento del muro

Verifica strutturale alla base del muro:

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	$M_{resistente}/M_{agente}$
16	100 x 30	5 ϕ 16	5	5 ϕ 12	5	>2

Si dispone secondo armatura minima in condizioni sismiche (travi)

Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 300$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 60$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	Ø	$16 = 10.05 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 240$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø	$0 = 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			10.05 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 21.8 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.913 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.524$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.0042 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 130.9 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 125.7 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 130.9 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Verifica a fessurazione paramento (SLE) rara, a favore di sicurezza si verifica le tensioni e la fessurazioni con la sola combinazione rara.

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	σs [MPa]	σc [MPa]	wk [mm]	wlim [mm]
12.31	100 x 30	5φ16	5.8	5φ12	5.6	56.91	1.56	0.046	0.2

8.2.1.2 FONDAZIONE

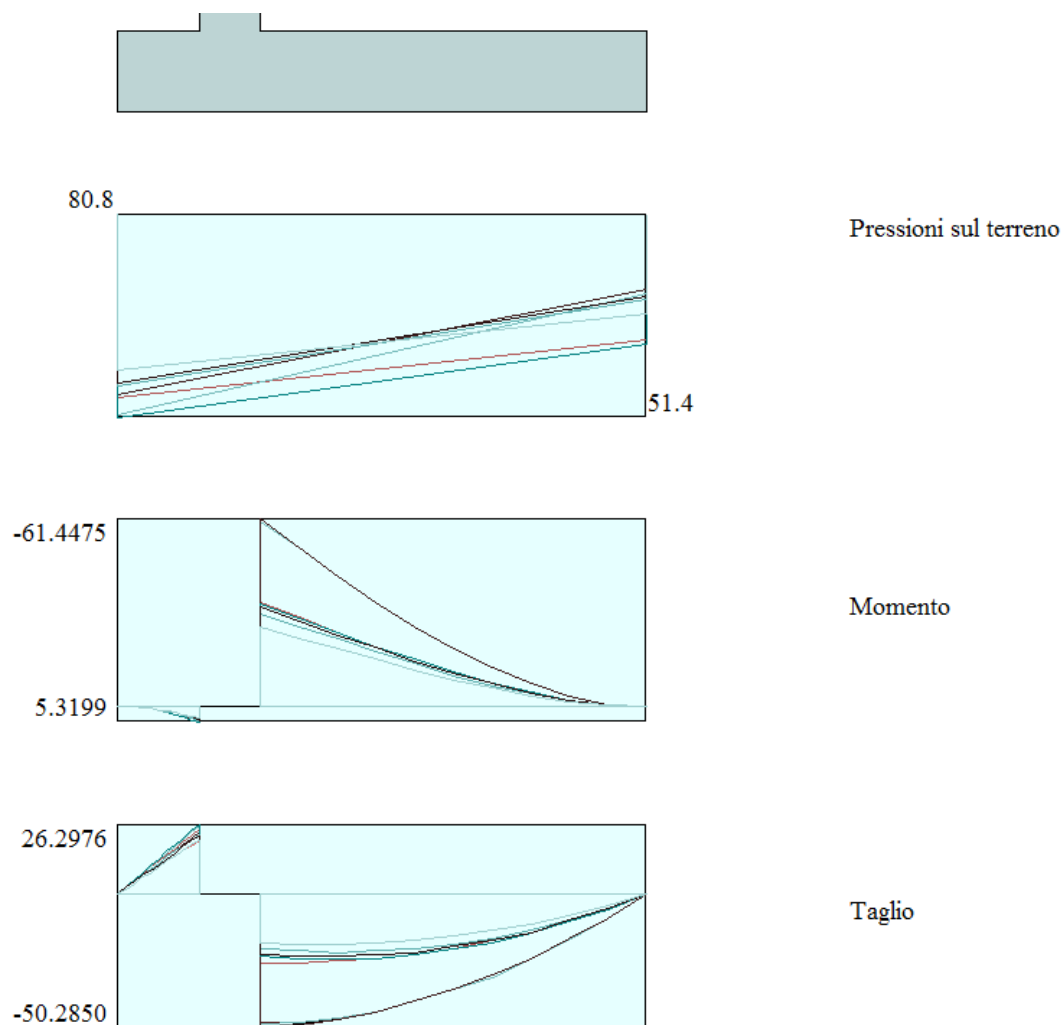


Figura 13 – Diagrammi di sollecitazione della fondazione del muro

Verifica strutturale:

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	$M_{resistente}/M_{agente}$
61.45	100 x 40	5 ϕ 16	5.8	5 ϕ 16	5.8	2.2

Verifica a taglio

VERIFICA A TAGLIO DELLA SEZIONE IN C.A. SECONDO T.U. 14/01/2008 § 4.1.2.1.3

• Caratteristiche della sezione

$b_w = 1000$	mm	larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 400$	mm	altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 60$	mm	copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 32$	MPa	resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$		coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 5$	Ø 16	$= 10.05 \text{ cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$		coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0$	Ø 0	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$d = 340$	mm	altezza utile	$A_{sl,3} = 0$	Ø 0	$= 0.00 \text{ cm}^2$
$f_{cd} = 18.13$	MPa	resist. di calcolo			10.05 cm^2

• Sollecitazioni (compressione<0, trazione>0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 50.3 \text{ kN}$$

• Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.767 < 2$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.465$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.0030 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0.18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / g_c + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 152.5 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0.15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 158.1 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 158.1 \text{ kN} \quad \text{assunto pari alla resistenza minima}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

Verifica a fessurazione fondazione (SLE) rara, a favore di sicurezza si verifica le tensioni e la fessurazioni con la sola combinazione rara.

M (kNm)	BxH (cm)	As	δ [cm]	A's	δ' [cm]	σs [MPa]	σc [MPa]	wk [mm]	wlim [mm]
26	100 x 40	5φ16	5.8	5φ16	5.8	83.67	1.82	0.078	0.2