



CITTÀ METROPOLITANA DI GENOVA

DIREZIONE TERRITORIO E MOBILITÀ
UFFICIO PROGRAMMAZIONE E COORDINAMENTO VIABILITÀ
UFFICIO LAVORI PUBBLICI

CODICE COMMESSA: 06/22_RL

SP 48 DEL FREGAROLO

Lavori di consolidamento e messa in sicurezza della carreggiata mediante consolidamento del ciglio di valle prevedendo la realizzazione di strutture di sostegno in c.a. e fondazioni speciali e adeguamento e ripristino del sistema di smaltimento delle acque, al km 2+500 e km 3+900 della SP 48 del Fregarolo, in Comune di Fontanigorda

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE DI CALCOLO

REDATTO DA: Geom. Andrea Napoli  Geom. Monica Costa 			PROGETTISTA: Ing. Canevari Elisa 			ALLEGATO 3	
ASSISTENZA ALLA PROGETTAZIONE:			IL RESPONSABILE D'UFFICIO: Ing. Francesca Villa 			TAVOLA N°	
			IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Ing. Francesca Villa 			SCALA	
						DATA 12/02/24	
CONTROLLATO	SIGLA	DATA	AGGIORNATO	SIGLA	DATA		
APPROVATO	SIGLA	DATA	AGGIORNATO	SIGLA	DATA		

RELAZIONE DI CALCOLO

Indice

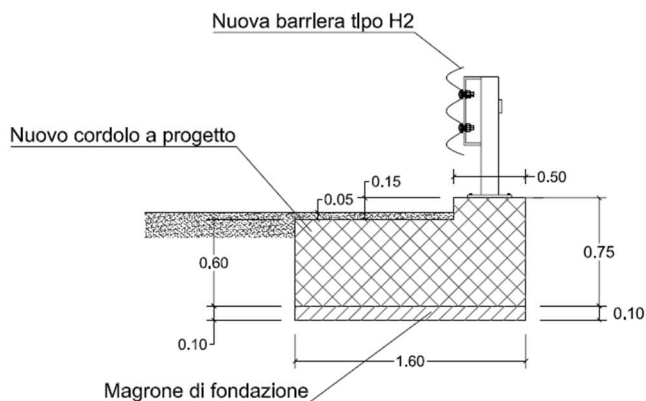
1. Relazione illustrativa	3
2. Normativa di riferimento	5
3. Relazione illustrativa sui materiali.....	5
4. Terreno e stratigrafia.....	6
5. Analisi dei carichi	7
5.1. Carichi permanenti.....	7
5.2. Carichi variabili	8
5.3. Azione sismica.....	9
5.4. Spinta del terreno	9
6. Combinazioni di carico.....	11
6.1. TIPO A	11
6.2. TIPO B.....	13
6.3. TIPO C.....	14
7. Verifica della struttura	15
7.1. Verifica a scorrimento	15
7.2. Verifica al carico limite	16
7.3. Verifica a ribaltamento	16
7.4. Verifica alla stabilità globale	17
7.5. Analisi dei pali.....	17
7.6. Risultati verifiche geotecniche.....	19
7.6.1. TIPO A	19
7.6.2. TIPO B.....	21
7.6.3. TIPO C.....	23
7.7. Verifiche strutturali sezione in c.a.	25
7.7.1. TIPO A	25
7.7.2. TIPO B.....	26
7.7.3. TIPO C.....	33
8. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018.....	38
ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI	39

1. Calcestruzzo armato.....	39
1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa.....	39
1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro	39
2. Acciaio per cemento armato	41
2.1. Acciaio in barre B450C	41
3. Acciaio per armatura tubolari	41
4. Malta per iniezioni pali	42
5. Valori di calcolo	43
ALLEGATO 2 - RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA	44

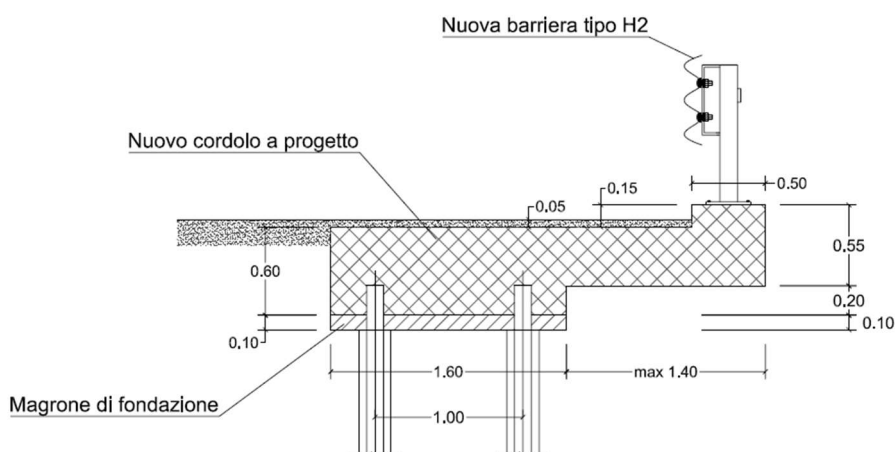
1. Relazione illustrativa

Gli interventi a progetto prevedono interventi di consolidamento dell'infrastruttura stradale mediante realizzazione di cordoli di valle, in parte semplici e in parte su micropali, e relativa installazione di dispositivi di ritenuta lungo la SP 48 presso la km 2+500 per un tratto di m 90 circa e la km 3+900 per m 25 circa. Si riportano di seguito le sezioni tipologiche delle strutture a progetto previste:

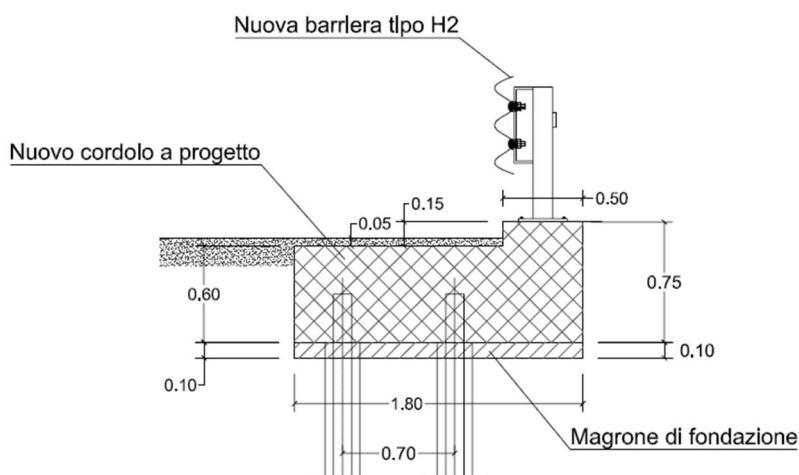
TIPO A - Semplice



TIPO B - Su pali con sbalzo



TIPO C - Su pali



Le strutture a progetto sono state studiate come opera di sostegno, per cui sono state seguite le seguenti fasi:

- Calcolo dei parametri sismici
- Calcolo della spinta del terreno
- Calcolo del carico limite del terreno di fondazione
- Calcolo delle azioni agenti sulla struttura
- Analisi delle diverse combinazioni di calcolo
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento dell'opera di sostegno sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della sezione in c.a.

2. Normativa di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971: Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica
- Legge nr. 64 del 02/02/1974: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche
- D.M. LL.PP. del 11/03/1988: Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione
- D.M. LL.PP. del 14/02/1992: Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 9 Gennaio 1996: Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'
- D.M. 16 Gennaio 1996: Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche:
- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C. : Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996
- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.: Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996
- Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 (D.M. 17 Gennaio 2018)
- Circolare C.S.LL.PP. 21/01/2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018

3. Relazione illustrativa sui materiali

Per la realizzazione dell'opera in esame si impiegheranno calcestruzzo e acciaio in accordo con quanto indicato nelle NTC2018.

Calcestruzzo armato

Si prevede l'impiego di calcestruzzo C25/30, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Classe di esposizione XC2 UNI EN 206-1 e classe di consistenza S4.

Acciaia in barre

Per le armature si prevede l'impiego di un acciaio in barre del tipo B450C, come definito nelle NTC2018, le cui caratteristiche sono di seguito riportate:

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

4. Terreno e stratigrafia

- cordolo semplice TIPO A

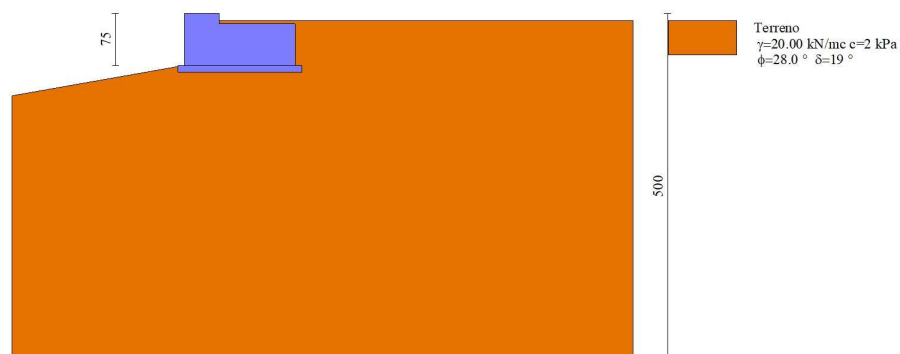
Per il calcolo della struttura a progetto è stato considerato un unico strato di caratteristiche così impostate seguendo le indicazioni riportate nella relazione geologica:

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

$$\varphi' = 28^\circ$$

$$c' = 2 \text{ kPa}$$

Stratigrafia impiegata



- cordolo a sbalzo su micropali TIPO B

Si ipotizza la stratigrafia seguente:

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

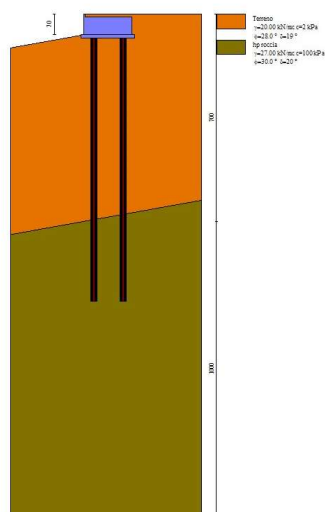
$$\varphi' = 28^\circ$$

$$c' = 2 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 30^\circ$$

$$c' = 100 \text{ kPa}$$



- **cordolo su micropali TIPO C**

Si ipotizza la stratigrafia seguente:

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

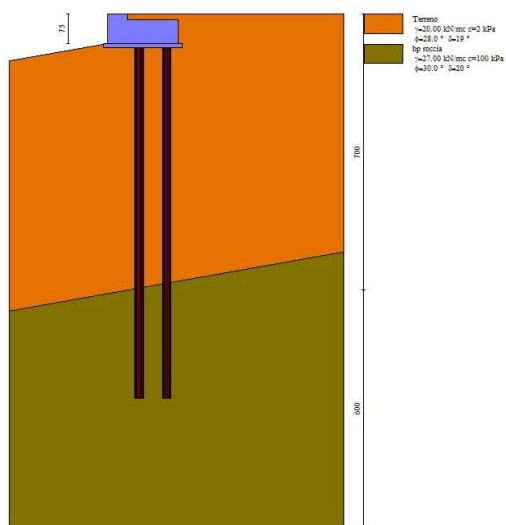
$$\varphi' = 28^\circ$$

$$c' = 2 \text{ kPa}$$

$$\gamma = 27 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 30^\circ$$

$$c' = 100 \text{ kPa}$$



Non si hanno informazioni riguardo alla profondità della roccia che è stata ipotizzata a 7 m. I calcoli sono quindi stati svolti considerando 2 m di ammorsamento che dovrà essere verificato in cantiere.

5. Analisi dei carichi

Si riportano di seguito i carichi considerati nella progettazione della struttura.

5.1. Carichi permanenti

Di seguito vengono definiti i principali carichi permanenti, nei capitoli a seguire per ogni elemento strutturale oggetto di verifica saranno dettagliati i carichi permanenti strutturali e permanenti non strutturali.

Carichi permanenti strutturali (G1)

Peso proprio della struttura (G1) (ρ cls: 25 kN/mc):

computato da software di calcolo

Spinta del terreno:

computata dal software di calcolo

Per la struttura TIPO A è stato posto in input il peso e il momento corrispondente della porzione a sbalzo (pari a 0,85 m):

$$P_{sbalz} = \rho b h = 25 \cdot 0.85 \cdot 0.60 = 12.75 \text{ kN/m}$$

$$M_{sbalzo} = P_{sbalzo} \cdot \frac{b}{2} = 12.75 \cdot 0.5 = 6.4 \text{ kNm/m}$$

Per la struttura TIPO B è stato posto in input il peso e il momento corrispondente della porzione a sbalzo (pari a 1,40 m):

$$P_{sbalzo} = \rho b h = 25 \cdot 1.40 \cdot 0.40 + 25 \cdot 0.50 \cdot 0.15 = 16 \text{ kN/m}$$

$$M_{sbalzo} = P_{sbalzo} \cdot \frac{b}{2} = 16 \cdot 0.7 = 11 \text{ kNm/m}$$

Carichi permanenti portati compiutamente definiti (G2):

Barriera di sicurezza: 0,35 kN/m

Per la struttura TIPO B è stato posto in input il peso e il momento corrispondente:

$$M_{PP \text{ barriera}} = P_{barriera} \cdot sbalzo = 0.35 \cdot 1.2 = 0.42 \text{ kNm/m}$$

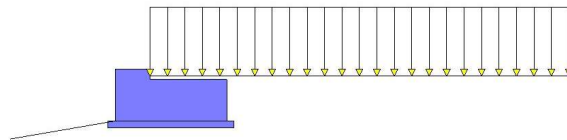
5.2. Carichi variabili

Sono state prese in considerazione due condizioni di carico:

Condizione 1- Carico uniformemente distribuito

Si considera un carico distribuito uniformemente sul terreno a tergo del cordolo, in assenza di urto:

$$q_1 = 20 \text{ kN/m}^2$$



Tipologia carico considerata: accidentale.

Per la struttura TIPO B è stato considerato anche il peso e il momento corrispondente sulla parte carrabile dello sbalzo:

$$P_{traffico} = q_1 \cdot sbalzo \text{ carrabile} = 20 \cdot 0.5 = 10 \text{ kNm/m}$$

$$M_{traffico} = P_{traffico} \cdot sbalzo \text{ carrabile} / 2 = 10 \cdot 0.25 = 2.5 \text{ kNm/m}$$

Condizione 2 – Urto

Si considera l'azione derivante dall'urto di un mezzo di massa pari a 14 ton che impatta sulla barriera di protezione alla velocità di 40 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile; la forza dell'urto è valutabile secondo la formula sotto riportata:

$$F = \frac{(\pi^2)}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin \alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin \alpha + b \cdot (\cos \alpha - 1) + S b]}$$

$$F = 110,37 \text{ kN}$$

Si considera l'azione agente sul sistema rigido barriera+cordolo di lunghezza pari a 13 m, per cui per ogni metro lineare di struttura, ipotizzando che l'azione dell'urto sia posta ad un'altezza pari a 0,50 m dal piano viario, si avranno le seguenti sollecitazioni:

$$F_{urto} = 8,49 \text{ kN/m}$$

$$M_{urto} = 4,25 \text{ kNm/m}$$

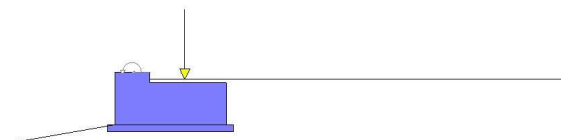
In questa condizione di carico si considera la presenza di un carico derivante dallo schema di carico 2 (un asse pari a 400 kN), ipotizzata distribuita per una lunghezza pari a 13 m, posto una distanza di 0,30 m dalla testa del cordolo:

$$F_{SC2} = \frac{400}{13} = 30,76 \text{ kN/m}$$

Si pone in evidenza che l'azione dell'urto è studiata come azione eccezionale.

Per la struttura TIPO B il carico derivante dallo schema di carico 2 comporta anche un momento così calcolato:

$$M_{SC2} = F_{SC2} \cdot 0.5 = 31 \cdot 0.4 = 12 \text{ kNm/m}$$



5.3. Azione sismica

Si riportano di seguito i parametri sismici impiegati:

Comune	Fontanigorda
Provincia	Genova
Regione	Liguria
Vita nominale	50 anni
Classe d'uso	II
Tipo costruzione	Normali affollamenti
Vita di riferimento	50 anni

	Simbolo	U.M.		SLU	SLE
Accelerazione al suolo	a_g	[m/s ²]		1.046	0.432
Accelerazione al suolo	a_g/g	[%]		0.107	0.044
Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale	F0			2.482	2.501
Periodo inizio tratto spettro a velocità costante	Tc*			0.285	0.230
Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico	Ss		B	1.200	1.200
Categoria topografica - Coefficiente amplificazione topografica	St		T2	1.200	

TIPO A

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	0.380	5.833	2.916
Ultimo - Ribaltamento	0.570	8.749	4.374
Esercizio	0.470	2.982	1.491

TIPO B, C

Stato limite ...	Coeff. di riduzione β_m	kh [%]	kv [%]
Ultimo	1.000	15.349	7.674
Ultimo - Ribaltamento	1.000	15.349	7.674
Esercizio	1.000	6.345	3.172

5.4. Spinta del terreno

Valori caratteristici e valori di calcolo

Effettuando il calcolo tramite gli Eurocodici è necessario fare la distinzione fra i parametri caratteristici ed i valori di calcolo (o di progetto) sia delle azioni che delle resistenze.

I valori di calcolo si ottengono dai valori caratteristici mediante l'applicazione di opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ . In particolare si distinguono combinazioni di carico di tipo **A1-M1** nelle quali vengono incrementati i carichi e lasciati inalterati i parametri di resistenza del terreno e combinazioni di carico di tipo **A2-M2** nelle quali vengono ridotti i parametri di resistenza del terreno e incrementati i soli carichi variabili.

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

$$\varepsilon' = \varepsilon + \theta \quad \beta' = \beta + \theta$$

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 .

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

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

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.

6. Combinazioni di carico

In accordo con quanto indicato dalla NTC2018 sono state studiate le combinazioni di carico, di seguito riportate.

6.1. TIPO A

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole

Condizione	γ	Ψ	Effetto
PP barriera	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - EQU (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 11 - EQU (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 12 - EQU (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 13 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole

6.2. TIPO B

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP sbalzo	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

6.3. TIPO C

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione
 Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Favorevole
Peso terrapieno	1.30	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.30	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Favorevole
Spinta terreno	1.30	--	Sfavorevole
PP barriera	1.50	--	Sfavorevole
Traffico	1.50	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 7 - GEO (A2-M2-R2)

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.30	--	Sfavorevole
Traffico	1.30	1.00	Sfavorevole

Combinazione n° 8 - GEO (A2-M2-R2) H + V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 9 - GEO (A2-M2-R2) H - V

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
Traffico	1.00	0.60	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole

Combinazione n° 10 - ECC

Condizione	γ	Ψ	Effetto
Peso muro	1.00	--	Sfavorevole
Peso terrapieno	1.00	--	Sfavorevole
Spinta terreno	1.00	--	Sfavorevole
PP barriera	1.00	--	Sfavorevole
Urto	1.00	1.00	Sfavorevole

7. Verifica della struttura

Si riportano di seguito le verifiche eseguite sulle opere a progetto.

7.1. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il cordolo deve essere minore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. La verifica a scorrimento risulta soddisfatta se il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento F_r e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro F_s risulta maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza η_s

$$\frac{F_r}{F_s} \geq \eta_s$$

Le forze che intervengono nella F_s sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta N la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con δ_f l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con c_a l'adesione terreno-fondazione e con B_f la larghezza della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \tan \delta_f + c_a B_f$$

La Normativa consente di computare, nelle forze resistenti, una aliquota dell'eventuale spinta dovuta al terreno posto a valle del cordolo. In tal caso, però, il coefficiente di sicurezza deve essere aumentato opportunamente. L'aliquota di spinta passiva che si può considerare ai fini della verifica a scorrimento non può comunque superare il 50 per cento.

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione, δ_f , diversi autori suggeriscono di assumere un valore di δ_f pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione.

7.2. Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal cordolo sul terreno di fondazione deve essere superiore a η_q . Cioè, detto Q_u , il carico limite ed R la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

Si adotta per il calcolo del carico limite in fondazione il metodo di MEYERHOF.

L'espressione del carico ultimo è data dalla relazione:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

In questa espressione:

c	coesione del terreno in fondazione
ϕ	angolo di attrito del terreno in fondazione
γ	peso di volume del terreno in fondazione
B	larghezza della fondazione
D	profondità del piano di posa
q	pressione geostatica alla quota del piano di posa
N	fattori di capacità portante
d	fattori di profondità del piano di posa
i	fattori di inclinazione del carico

Fattori di capacità portante		$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$	$N_q = e^{\pi \tan \phi} K_p$	$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi)$
Fattori di forma	$\phi = 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1$	$s_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B'}{L'}$	$s_q = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$	$s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B'}{L'}$
Fattori di profondità	$\phi = 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1$	$d_\gamma = 1$
	$\phi > 0$	$d_c = 1 + 0.2 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_q = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$	$d_\gamma = 1 + 0.1 \frac{D}{B} \sqrt{K_p}$
Fattori di inclinazione del carico	$\phi = 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = 0$
	$\phi > 0$	$i_c = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$

Indichiamo con K_p il coefficiente di spinta passiva espresso da:

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

Riduzione per eccentricità del carico

Nel caso in cui il carico al piano di posa della fondazione risulta eccentrico, Meyerhof propone di moltiplicare la capacità portante ultima per un fattore correttivo R_e

$R_e = 1.0 - 2.0 \frac{e}{B}$	per terreni coesivi
$R_e = 1.0 - \sqrt{\frac{e}{B}}$	per terreni incoerenti

con e eccentricità del carico e B la dimensione minore della fondazione.

7.3. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare la struttura (momento ribaltante M_r) ed il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il cordolo (momento stabilizzante M_s) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto M_s/M_r sia maggiore di un

determinato coefficiente di sicurezza η_r .

Deve quindi essere verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} \geq \eta_r$$

Il momento ribaltante M_r è dato dalla componente orizzontale della spinta S , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso della struttura (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione di monte. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro δ è positivo, ribaltante se δ è negativo. δ è positivo quando è il terrapieno che scorre rispetto al muro, negativo quando è il cordolo che tende a scorrere rispetto al terrapieno (questo può essere il caso di una spalla da ponte gravata da carichi notevoli).

7.4. Verifica alla stabilità globale

La verifica alla stabilità globale del complesso struttura+terreno deve fornire un coefficiente di sicurezza non inferiore a η_g .

Viene usata la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare. La superficie di scorrimento viene supposta circolare e determinata in modo tale da non avere intersezione con il profilo del cordolo. Si determina il minimo coefficiente di sicurezza su una maglia di centri di dimensioni 10x10 posta in prossimità della sommità del cordolo. Il numero di strisce è pari a 25.

Si adotta per la verifica di stabilità globale il metodo di Bishop.

Il coefficiente di sicurezza nel metodo di Bishop si esprime secondo la seguente formula:

$$\eta = \frac{\sum_{i=0}^n \left[\frac{c_i b_i + (W_i - u_i b_i) \tan \varphi_i}{m} \right]}{\sum_{i=0}^n W_i \sin \alpha_i}$$

dove il termine m è espresso da

$$m = \left(1 + \frac{\tan \varphi_i \tan \alpha_i}{\eta} \right) \cos \alpha_i$$

In questa espressione n è il numero delle strisce considerate, b_i e α_i sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia i -esima rispetto all'orizzontale, W_i è il peso della striscia i -esima, c_i e φ_i sono le caratteristiche del terreno (coesione ed angolo di attrito) lungo la base della striscia ed u_i è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di Bishop contiene al secondo membro il termine m che è funzione di η . Quindi essa viene risolta per successive approssimazioni assumendo un valore iniziale per η da inserire nell'espressione di m ed iterare finquando il valore calcolato coincide con il valore assunto.

7.5. Analisi dei pali

Per l'analisi della capacità portante dei pali occorre determinare alcune caratteristiche del terreno in cui si va ad operare. In particolare bisogna conoscere l'angolo d'attrito ϕ e la coesione c . Per pali soggetti a carichi trasversali è necessario conoscere il modulo di reazione laterale o il modulo elastico laterale.

La capacità portante di un palo solitamente viene valutata come somma di due contributi: portata di base (o di punta) e portata per attrito laterale lungo il fusto. Cioè si assume valida l'espressione:

$$Q_t = Q_p + Q_l - W_p$$

dove:

Q_T portanza totale del palo
 Q_P portanza di base del palo
 Q_L portanza per attrito laterale del palo
 W_P peso proprio del palo

e le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro.

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando il coefficiente di sicurezza della portanza alla punta η_p ed il coefficiente di sicurezza della portanza per attrito laterale η_l .

Palo compresso:

$$Q_d = \frac{Q_p}{\eta_p} + \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Palo teso:

$$Q_d = \frac{Q_l}{\eta_l} - W_p$$

Capacità portante di punta

In generale la capacità portante di punta viene calcolata tramite l'espressione:

$$Q_p = A_p \left(cN'_c + qN'_q + \frac{1}{2} B\gamma N'_\gamma \right)$$

dove:

A_p è l'area portante efficace della punta del palo
 c è la coesione
 q è la pressione geostatica alla quota della punta del palo
 γ è il peso specifico del terreno
 D è il diametro del palo

N'_c N'_q N'_γ sono i coefficienti di capacità portante corretti per tener conto degli effetti di forma e di profondità.

Capacità portante per resistenza laterale

La resistenza laterale è data dall'integrale esteso a tutta la superficie laterale del palo delle tensioni tangenziali palo-terreno in condizioni limite:

$$Q_l = \int_S \tau_a dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \tan \delta$$

dove:

c_a è l'adesione palo-terreno
 δ è l'angolo di attrito palo-terreno
 γ è il peso specifico del terreno
 z è la generica quota a partire dalla testa del palo
 L è la lunghezza del palo
 P è il perimetro del palo
 K_s è il coefficiente di spinta che dipende dalle caratteristiche meccaniche e fisiche del terreno dal suo stato di addensamento e dalle modalità di realizzazione del palo.

Portanza trasversale dei pali - Analisi ad elementi finiti

Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di

loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante elastica K espressa in $\text{Kg/cm}^2/\text{cm}$ che rappresenta la pressione (in Kg/cm^2) che bisogna applicare per ottenere l'abbassamento di 1 cm.

Nel metodo degli elementi finiti occorre discretizzare il particolare problema. Nel caso specifico il palo viene suddiviso in un certo numero di elementi di eguale lunghezza. Ogni elemento è caratterizzato da una sezione avente area ed inerzia coincidente con quella del palo.

Il terreno viene schematizzato come una serie di molle orizzontali che reagiscono agli spostamenti nei due versi. La rigidità assiale della singola molla è proporzionale alla costante di Winkler orizzontale del terreno, al diametro del palo ed alla lunghezza dell'elemento. La molla, però, non viene vista come un elemento infinitamente elastico ma come un elemento con comportamento del tipo elastoplastico perfetto (diagramma sforzi-deformazioni di tipo bilatero). Essa presenta una resistenza crescente al crescere degli spostamenti fino a che l'entità degli spostamenti si mantiene al di sotto di un certo spostamento limite, $X_{\max}$ oppure fino a quando non si raggiunge il valore della pressione limite. Superato tale limite non si ha un incremento di resistenza. È evidente che assumendo un comportamento di questo tipo ci si addentra in un tipico problema non lineare che può essere risolto solo mediante una analisi al passo.

Questa modellazione presenta il notevole vantaggio di poter schematizzare tutti quei comportamenti individuati da Broms e che sarebbe impossibile trattare in un modello numerico. In particolare risulta automatico analizzare casi in cui si ha insufficiente portanza non per rottura del palo ma per rottura del terreno (vedi il caso di un palo molto rigido in un terreno molle).

Determinazione degli scarichi sul palo.

Gli scarichi sui pali vengono determinati mediante il metodo delle rigidità.

La piastra di fondazione viene considerata infinitamente rigida (3 gradi di libertà) ed i pali vengono considerati incernierati a tale piastra.

Viene effettuata una prima analisi di ogni palo di ciascuna fila (i pali di ogni fila hanno le stesse caratteristiche) per costruire una curva carichi-spostamenti del palo. Questa curva viene costruita considerando il palo elastico. Si tratta, in definitiva, della matrice di rigidità del palo K_e , costruita imponendo traslazioni e rotazioni unitarie per determinare le corrispondenti sollecitazioni in testa al palo.

Nota la matrice di rigidità di ogni palo si assembla la matrice globale (di dimensioni 3×3) della palificata, K .

A questo punto, note le forze agenti in fondazione (N , T , M) si possono ricavare gli spostamenti della piastra (abbassamento, traslazione e rotazione) e le forze che si scaricano su ciascun palo. Infatti indicando con p il vettore dei carichi e con u il vettore degli spostamenti della piastra abbiamo:

$$u = K^{-1}p$$

Noti gli spostamenti della piastra, e quindi della testa dei pali, abbiamo gli scarichi su ciascun palo. Allora per ciascun palo viene effettuata un'analisi elastoplastica incrementale (tramite il metodo degli elementi finiti) che, tenendo conto della plasticizzazione del terreno, calcola le sollecitazioni in tutte le sezioni del palo.

Se, le caratteristiche del terreno (rappresentate da K_h) sono tali che se non è possibile raggiungere l'equilibrio si ha collasso per 'rottura' del terreno.

7.6. Risultati verifiche geotecniche

Si riportano di seguito i coefficienti di sicurezza ottenuti.

7.6.1. TIPO A

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb	Indice/Tipo combinazione
S	Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS _{SCO}	Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS _{RIB}	Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS _{QLIM}	Coeff. di sicurezza a carico limite
FS _{STAB}	Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS _{HYD}	Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS _{UPL}	Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		4.491		2.312			
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	3.389		2.586			
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	3.366		2.639			
4 - STR (A1-M1-R3)		4.918		2.205			
5 - STR (A1-M1-R3)		4.508		2.311			
6 - STR (A1-M1-R3)		4.901		2.206			
7 - GEO (A2-M2-R2)					1.368		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				1.767		

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				1.769		
10 - EQU (A1-M1-R3)			5.757				
11 - EQU (A1-M1-R3)	H + V		3.931				
12 - EQU (A1-M1-R3)	H - V		3.267				
13 - ECC		3.063	3.192	1.940	1.953		

Verifica a scorrimento fondazione

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Rsa	Resistenza allo scorrimento per attrito, espresso in [kN]
Rpt	Resistenza passiva terreno antistante, espresso in [kN]
Rps	Resistenza passiva sperone, espresso in [kN]
Rp	Resistenza a carichi orizzontali pali (solo per fondazione mista), espresso in [kN]
Rt	Resistenza a carichi orizzontali tiranti (solo se presenti), espresso in [kN]
R	Resistenza allo scorrimento (somma di Rsa+Rpt+Rps+Rp), espresso in [kN]
T	Carico parallelo al piano di posa, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto R/T)

n°	Rsa [kN]	Rpt [kN]	Rps [kN]	Rp [kN]	Rt [kN]	R [kN]	T [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	28.17	0.00	0.00	--	--	28.17	6.27	4.491
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	20.09	0.00	0.00	--	--	20.09	5.93	3.389
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	19.24	0.00	0.00	--	--	19.24	5.71	3.366
4 - STR (A1-M1-R3)	30.85	0.00	0.00	--	--	30.85	6.27	4.918
5 - STR (A1-M1-R3)	28.28	0.00	0.00	--	--	28.28	6.27	4.508
6 - STR (A1-M1-R3)	30.74	0.00	0.00	--	--	30.74	6.27	4.901
13 - ECC	25.43	0.00	0.00	--	--	25.43	8.30	3.063

Verifica a carico limite

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
N	Carico normale totale al piano di posa, espresso in [kN]
Qu	carico limite del terreno, espresso in [kN]
Qd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra il carico limie e carico agente al piano di posa)

n°	N [kN]	Qu [kN]	Qd [kN]	FS
1 - STR (A1-M1-R3)	78.62	181.80	129.86	2.312
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	54.90	141.94	118.28	2.586
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	52.51	138.59	115.49	2.639
4 - STR (A1-M1-R3)	86.57	190.86	136.33	2.205
5 - STR (A1-M1-R3)	78.95	182.50	130.35	2.311
6 - STR (A1-M1-R3)	86.24	190.22	135.87	2.206
13 - ECC	70.68	137.09	97.92	1.940

Dettagli calcolo portanza

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Nc, Nq, Ny	Fattori di capacità portante
ic, iq, iy	Fattori di inclinazione del carico
dc, dq, dy	Fattori di profondità del piano di posa
gc, gq, gy	Fattori di inclinazione del profilo topografico
bc, bq, by	Fattori di inclinazione del piano di posa
sc, sq, sy	Fattori di forma della fondazione
pc, pq, py	Fattori di riduzione per punzonamento secondo Vesic
Re	Fattore di riduzione capacità portante per eccentricità secondo Meyerhof
Ir, Irc	Indici di rigidezza per punzonamento secondo Vesic
ry	Fattori per tener conto dell'effetto piastra. Per fondazioni che hanno larghezza maggiore di 2 m, il terzo termine della formula trinomia 0.5By/N _c viene moltiplicato per questo fattore
D	Affondamento del piano di posa, espresso in [m]
B'	Larghezza fondazione ridotta, espresso in [m]
H	Altezza del cuneo di rottura, espresso in [m]
γ	Peso di volume del terreno medio, espresso in [kN/mc]
φ	Angolo di attrito del terreno medio, espresso in [°]
c	Coesione del terreno medio, espresso in [kPa]
Per i coeff. che in tabella sono indicati con il simbolo '--' sono coeff. non presenti nel metodo scelto (Meyerhof).	

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
1	25.803	0.901	1.000	--	--	--	--	--	--	0.661	1.000
	14.720	0.901	1.000	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.701	1.000	--	--	--	--	--	--		
2	25.803	0.868	1.000	--	--	--	--	--	--	0.577	1.000
	14.720	0.868	1.000	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.608	1.000	--	--	--	--	--	--		
3	25.803	0.867	1.000	--	--	--	--	--	--	0.566	1.000
	14.720	0.867	1.000	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.606	1.000	--	--	--	--	--	--		
4	25.803	0.910	1.000	--	--	--	--	--	--	0.674	1.000
	14.720	0.910	1.000	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.726	1.000	--	--	--	--	--	--		

n°	Nc Nq Ny	ic iq iy	dc dq dy	gc gq gy	bc bq by	sc sq sy	pc pq py	Ir	Irc	Re	ry
5	25.803	0.902	1.000	--	--	--	--	--	--	0.662	1.000
	14.720	0.902	1.000	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.702	1.000	--	--	--	--	--	--		
6	25.803	0.910	1.000	--	--	--	--	--	--	0.673	1.000
	14.720	0.910	1.000	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.725	1.000	--	--	--	--	--	--		
13	25.803	0.857	1.000	--	--	--	--	--	--	0.580	1.000
	14.720	0.857	1.000	--	--	--	--	--	--		
	11.190	0.579	1.000	--	--	--	--	--	--		

n°	D [m]	B' [m]	H [m]	γ [°]	φ [kN/mc]	c [kPa]
1	0.00	1.60	1.33	20.00	28.00	2
2	0.00	1.60	1.33	20.00	28.00	2
3	0.00	1.60	1.33	20.00	28.00	2
4	0.00	1.60	1.33	20.00	28.00	2
5	0.00	1.60	1.33	20.00	28.00	2
6	0.00	1.60	1.33	20.00	28.00	2
13	0.00	1.60	1.33	20.00	28.00	2

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n° Indice combinazione
Ms Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
10 - EQU (A1-M1-R3)	58.60	10.18	5.757
11 - EQU (A1-M1-R3) H + V	37.58	9.56	3.931
12 - EQU (A1-M1-R3) H - V	35.91	10.99	3.267
13 - ECC	53.25	16.68	3.192

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-1.00; 1.50	3.09	1.368
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-1.50; 2.50	4.17	1.767
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-1.50; 2.50	4.17	1.769
13 - ECC	-1.50; 2.00	3.79	1.953

7.6.2. TIPO B

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione
S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS_{HYD} Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS_{UPL} Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{UPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		3.980					
2 - STR (A1-M1-R3) H + V		1.845					
3 - STR (A1-M1-R3) H - V		1.923					
4 - STR (A1-M1-R3)		3.980					
5 - STR (A1-M1-R3)		3.980					
6 - STR (A1-M1-R3)		3.980					
7 - GEO (A2-M2-R2)					6.038		
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V					4.391		
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V					4.430		
10 - ECC		4.004	4.111		8.216		

Verifiche portanza trasversale (scorrimento)

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
T	Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td	Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FS _o	Fattore di sicurezza (Td/T)

Ic	Ip	T [kN]	Td [kN]	FS _o
1 - STR (A1-M1-R3)	1	-6.27	24.95	3.980
	2	-6.27	24.94	3.980
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-13.52	24.94	1.845
	2	-13.52	24.94	1.845
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-12.97	24.94	1.923
	2	-12.97	24.94	1.923
4 - STR (A1-M1-R3)	1	-6.27	24.95	3.980
	2	-6.27	24.94	3.980
5 - STR (A1-M1-R3)	1	-6.27	24.95	3.980
	2	-6.27	24.94	3.980
6 - STR (A1-M1-R3)	1	-6.27	24.95	3.980
	2	-6.27	24.94	3.980
10 - ECC	1	-8.10	32.43	4.004
	2	-8.10	32.43	4.004

*Verifiche portanza verticale***Simbologia adottata**

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FS _v	Fattore di sicurezza (Pd/N)

Ic	Ip	N [kN]	Pd [kN]	FS _v
1 - STR (A1-M1-R3)	1	13.11	195.82	14.931
	2	179.52	192.12	1.070
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-3.03	191.09	63.036
	2	126.19	192.12	1.522
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-10.10	64.00	6.336
	2	119.76	192.12	1.604
4 - STR (A1-M1-R3)	1	20.96	195.82	9.341
	2	186.79	192.12	1.029
5 - STR (A1-M1-R3)	1	14.07	195.82	13.913
	2	180.32	192.12	1.065
6 - STR (A1-M1-R3)	1	20.00	195.82	9.789
	2	185.99	192.12	1.033
10 - ECC	1	-73.93	77.60	1.050
	2	186.78	251.58	1.347

Dettagli calcolo portanza verticale**Simbologia adottata**

n°	Indice palo
Nc, Nq	Coeff. di capacità portante
N'c, N'q	Coeff. di capacità portante corretti
Zc	Massima profondità andamento pressione geostatica, espressa in [m]
Pp, Pl	Portanza di punta e laterale caratteristica, espresse in [kN]
A	Attrito negativo, espresso in [kN]
Wp	Peso palo, espresso in [kN]

n°	Nc	N'c	Nq	N'q	Zc [m]	Pp [kN]	Pl [kN]	A [kN]	Wp [kN]
1	23.942	55.212	13.199	16.530	--	335.87 335.87	115.55 115.55	0.00	9.63
2	23.942	55.212	13.199	16.530	--	335.09 335.09	108.96 108.96	0.00	9.63

*Verifica a ribaltamento***Simbologia adottata**

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]

FS Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)
La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
10 - ECC	138.35	33.65	4.111

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
C Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R Raggio, espresso in [m]
FS Fattore di sicurezza

Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-4.50; 4.50	11.30	6.038
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-4.50; 4.50	11.30	4.391
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-4.50; 4.50	11.30	4.430
10 - ECC	-4.50; 4.50	11.30	8.216

7.6.3. TIPO C

Quadro riassuntivo coeff. di sicurezza calcolati

Simbologia adottata

Cmb Indice/Tipo combinazione
S Sisma (H: componente orizzontale, V: componente verticale)
FS_{SCO} Coeff. di sicurezza allo scorrimento
FS_{RIB} Coeff. di sicurezza al ribaltamento
FS_{QLIM} Coeff. di sicurezza a carico limite
FS_{STAB} Coeff. di sicurezza a stabilità globale
FS_{HYD} Coeff. di sicurezza a sifonamento
FS_{SUPL} Coeff. di sicurezza a sollevamento

Cmb	Sismica	FS _{SCO}	FS _{RIB}	FS _{QLIM}	FS _{STAB}	FS _{HYD}	FS _{SUPL}
1 - STR (A1-M1-R3)		2.980					
2 - STR (A1-M1-R3)	H + V	1.853					
3 - STR (A1-M1-R3)	H - V	1.961					
4 - STR (A1-M1-R3)		2.980					
5 - STR (A1-M1-R3)		2.980					
6 - STR (A1-M1-R3)		2.980					
7 - GEO (A2-M2-R2)					5.132		
8 - GEO (A2-M2-R2)	H + V				4.005		
9 - GEO (A2-M2-R2)	H - V				4.020		
10 - ECC		3.060	40.636		7.756		

Verifiche portanza trasversale (scorrimento)

Simbologia adottata

Ic Indice/Tipo combinazione
Ip Indice palo
T Carico orizzontale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Td Portanza trasversale di progetto, espresso in [kN]
FS_o Fattore di sicurezza (Td/T)

Ic	Ip	T [kN]	Td [kN]	FS _o
1 - STR (A1-M1-R3)	1	-8.37	24.94	2.980
	2	-8.37	24.95	2.980
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	-13.46	24.94	1.853
	2	-13.46	24.94	1.853
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	-12.72	24.94	1.961
	2	-12.72	24.95	1.961
4 - STR (A1-M1-R3)	1	-8.37	24.94	2.980
	2	-8.37	24.95	2.980
5 - STR (A1-M1-R3)	1	-8.37	24.94	2.980
	2	-8.37	24.95	2.980
6 - STR (A1-M1-R3)	1	-8.37	24.94	2.980
	2	-8.37	24.95	2.980
10 - ECC	1	-10.60	32.43	3.060
	2	-10.60	32.43	3.060

Verifiche portanza verticale

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
Ip	Indice palo
N	Carico verticale agente alla testa del palo, espresso in [kN]
Pd	Portanza di progetto, espresso in [kN]
FSv	Fattore di sicurezza (Pd/N)

Ic	Ip	N [kN]	Pd [kN]	FSv
1 - STR (A1-M1-R3)	1	46.74	194.69	4.165
	2	127.29	192.07	1.509
2 - STR (A1-M1-R3) H + V	1	15.67	194.69	12.422
	2	113.99	192.07	1.685
3 - STR (A1-M1-R3) H - V	1	12.03	194.69	16.180
	2	99.63	192.07	1.928
4 - STR (A1-M1-R3)	1	49.32	194.69	3.948
	2	148.24	192.07	1.296
5 - STR (A1-M1-R3)	1	47.91	194.69	4.063
	2	128.75	192.07	1.492
6 - STR (A1-M1-R3)	1	48.15	194.69	4.044
	2	146.77	192.07	1.309
10 - ECC	1	7.89	254.60	32.279
	2	149.51	251.55	1.682

Dettagli calcolo portanza verticale

Simbologia adottata

n°	Indice palo
Nc, Nq	Coeff. di capacità portante
N'c, N'q	Coeff. di capacità portante corretti
Zc	Massima profondità andamento pressione geostatica, espressa in [m]
Pp, Pl	Portanza di punta e laterale caratteristica, espresse in [kN]
A	Attrito negativo, espresso in [kN]
Wp	Peso palo, espresso in [kN]

n°	Nc	N'c	Nq	N'q	Zc [m]	Pp [kN]	Pl [kN]	A [kN]	Wp [kN]
1	23.942	55.212	13.199	16.530	--	335.85 335.85	113.34 113.34	0.00	9.63
2	23.942	55.212	13.199	16.530	--	335.31 335.31	108.69 108.69	0.00	9.63

Verifica a ribaltamento

Simbologia adottata

n°	Indice combinazione
Ms	Momento stabilizzante, espresso in [kNm]
Mr	Momento ribaltante, espresso in [kNm]
FS	Fattore di sicurezza (rapporto tra momento stabilizzante e momento ribaltante)

La verifica viene eseguita rispetto allo spigolo inferiore esterno della fondazione

n°	Ms [kNm]	Mr [kNm]	FS
10 - ECC	450.25	11.08	40.636

Verifica stabilità globale muro + terreno

Simbologia adottata

Ic	Indice/Tipo combinazione
C	Centro superficie di scorrimento, espresso in [m]
R	Raggio, espresso in [m]
FS	Fattore di sicurezza

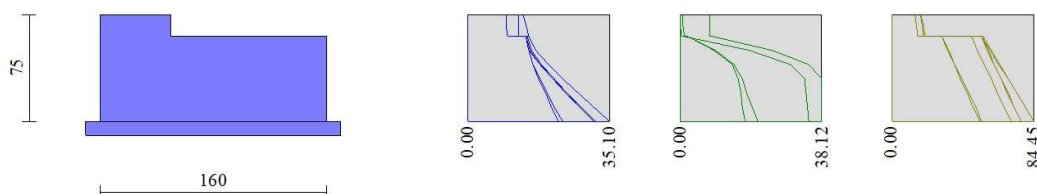
Ic	C [m]	R [m]	FS
7 - GEO (A2-M2-R2)	-4.50; 4.00	10.76	5.132
8 - GEO (A2-M2-R2) H + V	-4.50; 4.50	11.19	4.005
9 - GEO (A2-M2-R2) H - V	-4.50; 4.50	11.19	4.020
10 - ECC	-4.50; 4.50	11.19	7.756

7.7. Verifiche strutturali sezione in c.a.

Si riportano di seguito le verifiche strutturali delle sezioni.

7.7.1. TIPO A

Si riportano di seguito l'involuppo delle sollecitazioni agenti sul muro e le relative verifiche strutturali.



Diagrammi di momento flettente, taglio orizzontale, taglio verticale.

Sollecitazioni

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	Indice della sezione
X	Posizione della sezione, espresso in [m]
N	Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T	Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M	Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

La posizione delle sezioni di verifica fanno riferimento al sistema di riferimento globale la cui origine è nello spigolo in alto a destra del paramento.

Paramento

n°	X [m]	N _{min} [kN]	N _{max} [kN]	T _{min} [kN]	T _{max} [kN]	M _{min} [kNm]	M _{max} [kNm]
1	0.00	13.10	17.03	0.00	8.00	9.59	13.84
2	-0.07	13.99	18.22	0.00	8.00	9.65	14.43
3	-0.15	14.87	19.40	0.36	8.00	9.71	15.03
4	-0.15	29.22	53.90	0.58	8.20	14.24	15.24
5	-0.25	33.03	58.99	9.32	24.95	14.93	16.95
6	-0.35	36.83	64.08	13.92	34.85	16.11	19.99
7	-0.45	40.63	69.17	15.75	38.12	17.62	23.69
8	-0.55	44.43	74.27	16.25	38.12	19.21	27.49
9	-0.65	48.23	79.36	16.84	38.12	20.87	31.30
10	-0.75	52.04	84.45	17.49	38.12	22.58	35.10

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori espresso in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
M _{rd}	momento resistente espresso in [kNm]
N _{rd}	sforzo normale resistente espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

n°	B [cm]	H [cm]	A _{fi} [cmq]	A _{fs} [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	100	50	8.04	8.04	12.46	17.03	142.66	17.03	11.446
2	100	50	8.04	8.04	14.43	14.01	164.01	14.01	11.363
3	100	50	8.04	8.04	15.03	14.93	164.21	14.93	10.926
4	100	160	8.04	8.04	14.41	29.33	503.87	29.33	34.976
5	100	160	8.04	8.04	15.66	58.66	525.90	58.66	33.591
6	100	160	8.04	8.04	18.14	63.75	529.72	63.75	29.210
7	100	160	8.04	8.04	21.35	68.84	533.54	68.84	24.988
8	100	160	8.04	8.04	24.72	73.94	537.37	73.94	21.737
9	100	160	8.04	8.04	28.13	79.03	541.19	79.03	19.237
10	100	160	8.04	8.04	31.29	76.51	539.30	76.51	17.238

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espressa in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espressa in [cmq]
cotθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

n°	B [cm]	H [cm]	A _{sw} [cmq]	cotθ	V _{Rcd} [kN]	V _{Rsd} [kN]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	100	50	0.00	--	0.00	0.00	181.10	8.00	22.637
2	100	50	0.00	--	0.00	0.00	181.22	8.00	22.653
3	100	50	0.00	--	0.00	0.00	181.35	8.00	22.669
4	100	160	0.00	--	0.00	0.00	402.85	8.20	49.112
5	100	160	0.00	--	0.00	0.00	403.43	24.95	16.166
6	100	160	0.00	--	0.00	0.00	404.00	34.85	11.592
7	100	160	0.00	--	0.00	0.00	404.58	38.12	10.614
8	100	160	0.00	--	0.00	0.00	405.15	38.12	10.629
9	100	160	0.00	--	0.00	0.00	405.73	38.12	10.644
10	100	160	0.00	--	0.00	0.00	406.31	38.12	10.659

La sezione viene armata 4+4 Ø14/ metro.

7.7.2. TIPO B

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sui pali e le relative verifiche strutturali.

Palo n° 1 – Monte

Palo n° 2 - Valle

Simbologia adottata

N	Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T	Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M	Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)**Palo n° 1**

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	13.11	327.84	-6.27	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	14.33	327.03	0.16	-13.44	3.33	30.47
26	2.25	15.44	326.29	1.46	12.88	2.24	29.38
67	5.94	19.26	323.74	0.00	0.94	-0.16	-1.73
69	6.12	19.36	320.25	-0.03	0.40	-0.16	-1.89

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	179.52	443.73	-6.27	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	180.43	442.92	0.16	-13.44	3.33	30.46
26	2.25	181.27	442.17	1.46	12.89	2.23	29.38
66	5.85	184.06	439.69	0.00	0.91	-0.15	-1.51
70	6.21	184.34	439.44	-0.03	0.40	-0.15	-1.77
101	9.00	142.74	336.79	0.00	-0.03	0.00	0.00

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V**Palo n° 1**

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-3.03	-75.78	-13.52	-32.43	0.00	0.00
15	1.26	-1.63	-75.51	0.56	-10.76	9.12	31.67
27	2.34	-0.44	-75.28	4.01	13.61	6.07	28.22
69	6.12	3.86	-73.58	-0.06	0.40	-0.45	-1.89
101	9.00	13.19	-44.85	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	126.19	443.70	-13.52	-32.42	0.00	0.00
15	1.26	127.27	442.83	0.56	-10.76	9.12	31.67
27	2.34	128.20	442.08	4.01	13.62	6.07	28.21

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
67	5.94	131.29	439.60	0.00	0.75	-0.42	-1.60
70	6.21	131.52	439.41	-0.06	0.40	-0.42	-1.76
101	9.00	102.49	336.77	0.00	-0.03	0.00	0.00

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - VPalo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-10.10	-252.51	-12.97	-32.43	0.00	0.00
15	1.26	-8.75	-251.64	0.59	-10.76	8.58	31.67
27	2.34	-7.59	-250.89	3.77	13.61	5.68	28.22
69	6.12	-3.53	-245.25	-0.06	0.40	-0.42	-1.89
101	9.00	0.00	-149.48	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	119.76	443.71	-12.97	-32.43	0.00	0.00
15	1.26	120.86	442.83	0.60	-10.76	8.58	31.67
27	2.34	121.80	442.09	3.77	13.62	5.68	28.21
67	5.94	124.92	439.60	-0.01	0.75	-0.40	-1.60
70	6.21	125.16	439.41	-0.06	0.40	-0.39	-1.76
101	9.00	97.64	336.78	0.00	-0.03	0.00	0.00

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	20.96	451.22	-6.27	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	22.00	450.41	0.16	-13.44	3.33	30.47
26	2.25	22.96	449.66	1.46	12.88	2.24	29.38
67	5.94	26.23	447.11	0.00	0.94	-0.16	-1.73
68	6.03	26.31	447.05	-0.01	0.82	-0.16	-1.81
101	9.00	0.00	337.57	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	186.79	443.67	-6.27	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	187.69	442.87	0.16	-13.44	3.33	30.46
26	2.25	188.51	442.12	1.46	12.89	2.23	29.38
66	5.85	191.26	439.63	0.00	0.91	-0.15	-1.51
70	6.21	191.54	439.38	-0.03	0.40	-0.15	-1.77
101	9.00	148.22	336.74	0.00	-0.03	0.00	0.00

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	14.07	351.84	-6.27	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	15.16	351.03	0.16	-13.44	3.33	30.47
26	2.25	16.16	350.29	1.46	12.88	2.24	29.38
67	5.94	19.59	347.74	0.00	0.94	-0.16	-1.73
68	6.03	19.67	347.67	-0.01	0.82	-0.16	-1.81
101	9.00	0.00	238.20	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	180.32	443.74	-6.27	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	181.23	442.93	0.16	-13.44	3.33	30.46
26	2.25	182.07	442.18	1.46	12.89	2.23	29.38
66	5.85	184.85	439.69	0.00	0.91	-0.15	-1.51
70	6.21	185.13	439.44	-0.03	0.40	-0.15	-1.77
101	9.00	143.34	336.80	0.00	-0.03	0.00	0.00

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	20.00	451.22	-6.27	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	21.05	450.41	0.16	-13.44	3.33	30.47
26	2.25	22.01	449.67	1.46	12.88	2.24	29.38

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
67	5.94	25.31	447.11	0.00	0.94	-0.16	-1.73
68	6.03	25.39	447.05	-0.01	0.82	-0.16	-1.81
101	9.00	0.00	337.57	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	185.99	443.74	-6.27	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	186.89	442.93	0.16	-13.44	3.33	30.46
26	2.25	187.71	442.18	1.46	12.89	2.23	29.38
66	5.85	190.47	439.69	0.00	0.91	-0.15	-1.51
70	6.21	190.75	439.44	-0.03	0.40	-0.15	-1.77
101	9.00	147.62	336.80	0.00	-0.03	0.00	0.00

Combinazione n° 10 - ECC

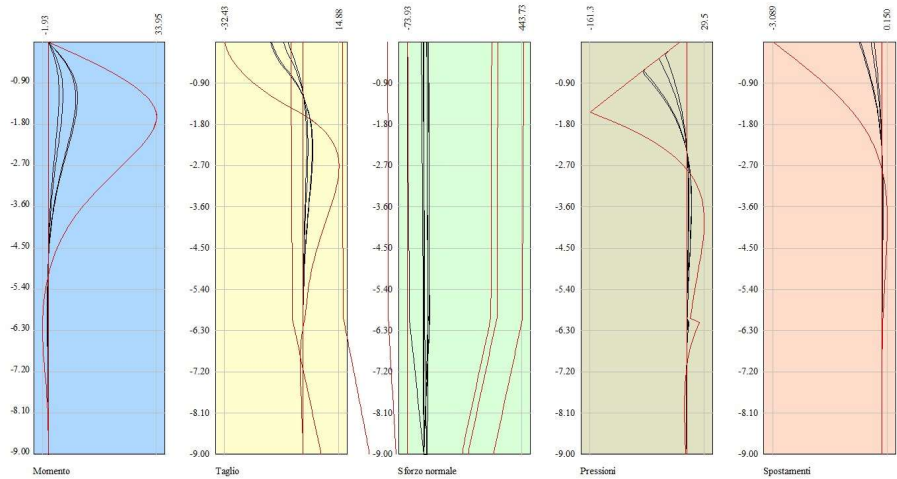
Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	-73.93	-451.21	-8.10	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	-72.23	-450.41	0.18	-13.43	4.58	30.46
26	2.25	-70.65	-449.66	2.01	12.88	3.10	29.38
68	6.03	-65.16	-447.05	-0.01	0.82	-0.22	-1.81
101	9.00	0.00	-337.57	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

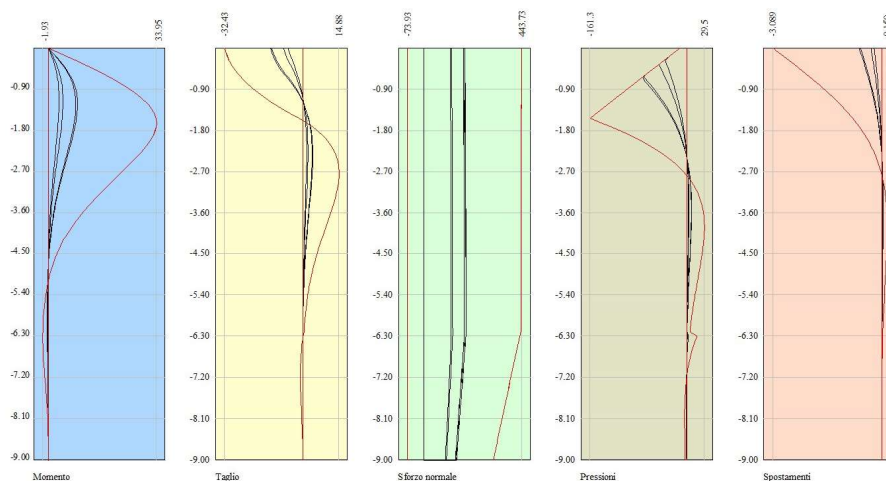
n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	186.78	443.73	-8.10	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	187.68	442.92	0.18	-13.43	4.58	30.46
26	2.25	188.50	442.17	2.01	12.89	3.10	29.37
66	5.85	191.25	439.68	0.00	0.91	-0.21	-1.51
70	6.21	191.53	439.43	-0.04	0.40	-0.20	-1.77
101	9.00	148.22	336.79	0.00	-0.03	0.00	0.00

Diagrammi esercizio palo n° 1



Sollecitazioni palo (Palo n° 1) (Inviluppo)

Diagrammi esercizio palo n° 2



Sollecitazioni palo (Palo n° 2) (Inviluppo)

Verifiche strutturali

Verifiche a flessione

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi	area ferri inferiori espresso in [cmq]
Afs	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
Mrd	momento resistente espresso in [kNm]
Nrd	sforzo normale resistente espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Elementi calcolati a piastra

Simbologia adottata

n°	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
Afi, Afs	area ferri inferiori e superiori, espresso in [cmq]
Mp, Mn	momento positivo e negativo agente espressa in [kNm]
Mrd	momento resistente espresso in [kNm]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	14	32.77	3.33	14.33	33.86	14.33	10.179
2	14	32.77	3.33	180.43	32.76	180.43	9.850

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	15	32.77	9.12	-1.63	33.94	-1.63	3.720
2	15	32.77	9.12	127.27	33.11	127.27	3.630

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	15	32.77	8.58	-8.75	33.89	-8.75	3.949
2	15	32.77	8.58	120.86	33.15	120.86	3.864

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	14	32.77	3.33	22.00	33.81	22.00	10.164
2	14	32.77	3.33	187.69	32.71	187.69	9.836

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	14	32.77	3.33	15.16	33.85	15.16	10.177
2	14	32.77	3.33	181.23	32.76	181.23	9.849

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	14	32.77	3.33	21.05	33.81	21.05	10.165
2	14	32.77	3.33	186.89	32.72	186.89	9.838

Combinazione n° 10 - ECC

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	Mrd [kNm]	Nrd [kN]	FS
1	14	32.77	4.58	-72.23	33.20	-72.23	7.250
2	14	32.77	4.58	187.68	32.71	187.68	7.145

*Verifiche a taglio***Simbologia adottata**

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

La verifica a taglio sui micropali viene eseguita considerando il solo contributo resistente del tubolare. L'area della sezione effettiva di verifica (A_{eff}) viene determinata come area lorda (A) della sezione tubolare moltiplicata per 2 / π.

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	6.27	64.973
2	1	20.86	407.19	6.27	64.975

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	13.52	30.123
2	1	20.86	407.19	13.52	30.124

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	12.97	31.398
2	1	20.86	407.19	12.97	31.399

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	6.27	64.973
2	1	20.86	407.19	6.27	64.975

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	6.27	64.973
2	1	20.86	407.19	6.27	64.975

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	6.27	64.973
2	1	20.86	407.19	6.27	64.975

Combinazione n° 10 - ECC

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	8.10	50.271
2	1	20.86	407.19	8.10	50.273

Si riporta la verifica a punzonamento, effettuata in corrispondenza della sollecitazione maggiore agente sui pali.

In questo caso sul palo n°2 per la combinazione n°4 si ha approssimando:

$$N_{ED} = 192 \text{ kN}.$$

Secondo quanto indicato nell'EC2 la verifica a punzonamento va eseguita su due perimetri: lungo il perimetro a filo palo U_0 e lungo il perimetro efficace U_1 .

Si deve quindi verificare

$$v_{Ed0} = \beta \frac{V_{Ed}}{U_0 d} \leq v_{Rd,max}$$

$$v_{Rd,max} = 0.5 v f_{cd}$$

$$v = 0.7 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right)$$

$$v_{Ed1} = \beta \frac{V_{Ed}}{U_1 d} \leq v_{Rd,c}$$

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

Per semplicità e a favore di sicurezza si è posto:

$$v_{Rd,c} = v_{min} = 0.035 k^{\frac{3}{2}} f_{ck}^{\frac{1}{2}}$$

Dove:

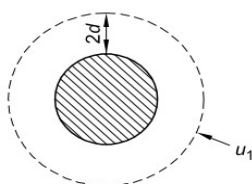
V_{Ed} azione sul palo;

$\beta = 1$ coefficiente che tiene conto dell'eccentricità del carico. Dato che i pali sono modellati come incernierati è stato posto pari al valore unitario;

$d = s - c - \varphi/2$ altezza utile della sezione, in cui s spessore sezione, c copriferro, φ diametro barre armatura

$U_0 = \pi \varnothing$ perimetro a filo del palo, con $\varnothing$ = diametro dell'armatura tubolare del palo;

$U_1 = \pi \varnothing + 4d$ perimetro a filo del palo, con $\varnothing$ = diametro dell'armatura tubolare del palo;



$$k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2 \text{ (d in mm)}$$

f_{ck} resistenza caratteristica calcestruzzo

Ved [kN]	h [mm]	c [mm]	fck [N/mm ²]	fcd [N/mm ²]	fi tub	d [mm]	beta	k	u0 [mm]	u1 [mm]
192	600	50	25	14.17	114.3	543	1	1.61	359	7183

Ved0 [N/mm ²]	Vrdmax [N/mm ²]
0.98470	4.4625

ved1 [N/mm ²]	vrcd [N/mm ²]
0.04923	0.356

La struttura è quindi verificata.

Si riporta la verifica eseguita all'incastro dello sbalzo lungo 1,40 m. La verifica è eseguita in corrispondenza della combinazione eccezionale.

All'incastro sono presenti le seguenti azioni:

Barriera: $P_b = 0,35 \text{ kN}$; $b = 1.20 \text{ m}$; $M_b = 0,4 \text{ kNm}$

Peso proprio cordolo a sbalzo: $P_c = 16 \text{ kN}$, $b = 1.40/2 \text{ m}$; $M_c = 11 \text{ kNm}$

Urto: $F_{urto} = 8,49 \text{ kN}$; $M_{urto} = 4,25 \text{ kNm}$ $F_{SC2} = 31 \text{ kN}$; $M_{SC2} = 12 \text{ kNm}$;

Si ha quindi all'incastro un momento pari a:

$$M_{Ed} = 1,30 \cdot M_b + 1,30 \cdot M_c + 1,00 \cdot M_{urto} = 31 \text{ kNm}$$

Si riporta pertanto la verifica della sezione 100x40 cm armata con 4+4 Ø14, eseguita con l'ausilio del software Vcaslu:

verifica C.A. S.L.U. - File:

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	40

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	6.16	5
2	6.16	35

Tipo Sezione

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

☐ DXF

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN

M_{xEd} 0 0 kNm

M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 86.74 kN m

σ_c -14.17 N/mm²

σ_s 391.3 N/mm²

ε_c 3.5 ‰

ε_s 30.7 ‰

d 35 cm

x 3.582 x/d 0.1023

δ 0.7

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰

f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰

E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17

E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?

ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75

σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6

τ_{c1} 1.829

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

M-curvatura

☐ Precompresso

Il momento agente è inferiore all'azione, per cui la sezione è verificata.

7.7.3. TIPO C

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sui pali e le relative verifiche strutturali.

Palo n° 1 – Monte

Palo n° 2 - Valle

Simbologia adottata

N Sforzo normale, espresso in [kN]. Positivo se di compressione.
T Taglio, espresso in [kN]. Positivo se diretto da monte verso valle
M Momento, espresso in [kNm]. Positivo se tende le fibre contro terra (a monte)

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	46.74	449.12	-8.37	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	47.94	448.71	0.18	-13.43	4.77	30.46
26	2.25	49.05	448.34	2.09	12.87	3.23	29.38
68	6.03	52.93	447.04	0.00	0.93	-0.24	-1.90
101	9.00	42.15	337.56	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	127.29	445.15	-8.37	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	128.42	444.75	0.18	-13.44	4.77	30.47
26	2.25	129.46	444.37	2.09	12.88	3.23	29.38
67	5.94	133.01	443.10	0.00	0.93	-0.23	-1.72
69	6.12	133.19	443.04	-0.02	0.70	-0.23	-1.87
101	9.00	103.40	336.98	0.00	-0.02	0.00	0.00

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	15.67	391.81	-13.46	-32.43	0.00	0.00
15	1.26	17.00	391.37	0.57	-10.76	9.05	31.67
27	2.34	18.13	391.00	3.97	13.60	6.02	28.22
68	6.03	22.01	389.72	0.02	0.93	-0.46	-1.90
69	6.12	22.00	386.30	-0.06	0.44	-0.46	-1.98

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	113.99	445.16	-13.46	-32.43	0.00	0.00
15	1.26	115.21	444.72	0.57	-10.76	9.05	31.67
27	2.34	116.27	444.35	3.97	13.61	6.01	28.22
69	6.12	119.95	443.04	-0.02	0.70	-0.44	-1.87
101	9.00	93.36	336.98	0.00	-0.02	0.00	0.00

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	12.03	300.80	-12.72	-32.43	0.00	0.00
15	1.26	13.36	300.36	0.60	-10.76	8.35	31.67
27	2.34	14.50	299.99	3.67	13.60	5.52	28.22
69	6.12	18.39	295.30	-0.06	0.44	-0.42	-1.98

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	99.63	445.20	-12.72	-32.43	0.00	0.00
15	1.26	100.87	444.77	0.60	-10.76	8.35	31.67
27	2.34	101.93	444.39	3.67	13.61	5.52	28.22
68	6.03	105.57	443.12	0.00	0.81	-0.41	-1.80
69	6.12	105.66	443.09	-0.02	0.70	-0.41	-1.87
101	9.00	82.51	337.01	0.00	-0.02	0.00	0.00

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	49.32	449.12	-8.37	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	50.51	448.72	0.18	-13.43	4.77	30.46
26	2.25	51.62	448.35	2.09	12.87	3.23	29.38
68	6.03	55.49	447.04	0.00	0.93	-0.24	-1.90
101	9.00	44.07	337.56	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	148.24	445.16	-8.37	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	149.34	444.75	0.18	-13.44	4.77	30.47
26	2.25	150.37	444.38	2.09	12.88	3.23	29.38
67	5.94	153.86	443.11	0.00	0.93	-0.23	-1.72
69	6.12	154.03	443.04	-0.02	0.70	-0.23	-1.87
101	9.00	119.22	336.97	0.00	-0.02	0.00	0.00

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	47.91	449.11	-8.37	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	49.11	448.71	0.18	-13.43	4.77	30.46
26	2.25	50.22	448.34	2.09	12.87	3.23	29.38
68	6.03	54.10	447.03	0.00	0.93	-0.24	-1.90
101	9.00	43.02	337.55	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	128.75	445.19	-8.37	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	129.88	444.78	0.18	-13.44	4.77	30.47
26	2.25	130.92	444.41	2.09	12.88	3.23	29.38
67	5.94	134.47	443.13	0.00	0.93	-0.23	-1.72
69	6.12	134.64	443.07	-0.02	0.70	-0.23	-1.87
101	9.00	104.51	337.01	0.00	-0.02	0.00	0.00

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)Palo n° 1

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	48.15	449.11	-8.37	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	49.35	448.71	0.18	-13.43	4.77	30.46
26	2.25	50.45	448.34	2.09	12.87	3.23	29.38
68	6.03	54.33	447.03	0.00	0.93	-0.24	-1.90
101	9.00	43.20	337.55	0.00	-0.02	0.00	0.00

Palo n° 2

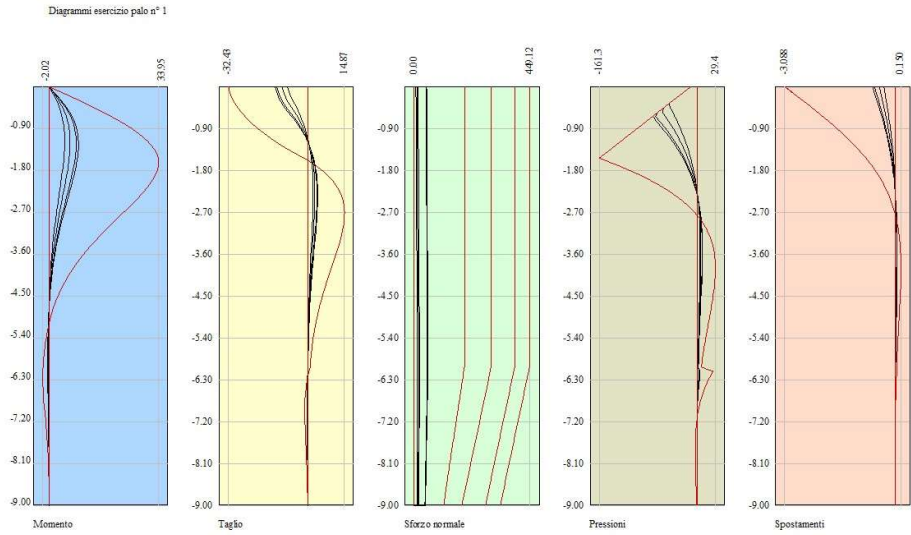
n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	146.77	445.18	-8.37	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	147.88	444.78	0.18	-13.44	4.77	30.47
26	2.25	148.91	444.40	2.09	12.88	3.23	29.38
67	5.94	152.41	443.13	0.00	0.93	-0.23	-1.72
69	6.12	152.58	443.07	-0.02	0.70	-0.23	-1.87
101	9.00	118.12	337.01	0.00	-0.02	0.00	0.00

Combinazione n° 10 - ECCPalo n° 1

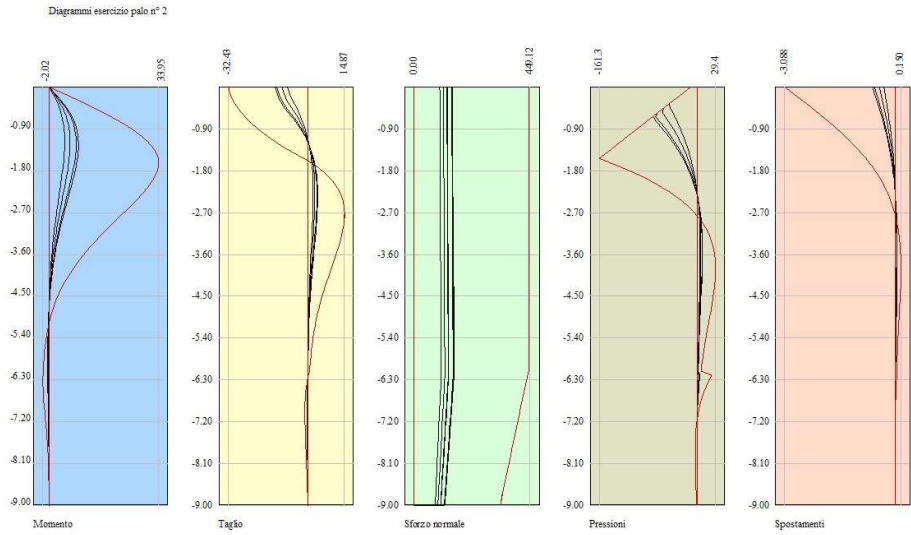
n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	7.89	197.18	-10.60	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	9.12	196.84	0.10	-13.43	6.53	30.46
27	2.34	10.36	196.52	2.86	13.60	4.24	28.22
69	6.12	14.28	193.05	-0.05	0.44	-0.33	-1.98

Palo n° 2

n°	Y [m]	N [kN]	Nr [kN]	T [kN]	Tr [kN]	M [kNm]	Mr [kNm]
1	0.00	149.51	445.19	-10.60	-32.43	0.00	0.00
14	1.17	150.62	444.79	0.10	-13.43	6.53	30.46
27	2.34	151.73	444.39	2.87	13.61	4.24	28.22
68	6.03	155.22	443.11	-0.01	0.81	-0.31	-1.80
69	6.12	155.30	443.08	-0.02	0.70	-0.31	-1.87
101	9.00	120.18	337.02	0.00	-0.02	0.00	0.00



Sollecitazioni palo (Palo n° 1) (Inviluppo)



Sollecitazioni palo (Palo n° 2) (Inviluppo)

Verifiche a flessione micropali

Elementi calcolati a trave

Simbologia adottata

n°	indice sezione
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{fi}	area ferri inferiori espresso in [cmq]
A _{fs}	area ferri superiori espressa in [cmq]
M	momento agente espressa in [kNm]
N	sforzo normale agente espressa in [kN]
M _{rd}	momento resistente espresso in [kNm]
N _{rd}	sforzo normale resistente espresso in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione ultima e sollecitazione agente)

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	14	32.77	4.77	47.94	33.64	47.94	7.054
2	14	32.77	4.77	128.42	33.10	128.42	6.943

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	15	32.77	9.05	17.00	33.84	17.00	3.741
2	15	32.77	9.05	115.21	33.19	115.21	3.669

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	15	32.77	8.35	13.36	33.86	13.36	4.054
2	15	32.77	8.35	100.87	33.29	100.87	3.985

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	14	32.77	4.77	50.51	33.62	50.51	7.051
2	14	32.77	4.77	149.34	32.97	149.34	6.915

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	14	32.77	4.77	49.11	33.63	49.11	7.053
2	14	32.77	4.77	129.88	33.10	129.88	6.941

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	14	32.77	4.77	49.35	33.63	49.35	7.052
2	14	32.77	4.77	147.88	32.98	147.88	6.917

Combinazione n° 10 - ECC

Ip	Is	Ar [cmq]	M [kNm]	N [kN]	M _{rd} [kNm]	N _{rd} [kN]	FS
1	14	32.77	6.53	9.12	33.89	9.12	5.192
2	14	32.77	6.53	150.62	32.96	150.62	5.050

Verifiche a taglio

Simbologia adottata

n° (o Is)	indice sezione
Y	ordinata sezione espressa in [m]
B	larghezza sezione espresso in [cm]
H	altezza sezione espressa in [cm]
A _{sw}	area ferri a taglio espresso in [cmq]
cotgθ	inclinazione delle bielle compresse, θ inclinazione dei puntoni di calcestruzzo
V _{Rcd}	resistenza di progetto a 'taglio compressione' espressa in [kN]
V _{Rsd}	resistenza di progetto a 'taglio trazione' espressa in [kN]
V _{Rd}	resistenza di progetto a taglio espresso in [kN]. Per elementi con armature trasversali resistenti al taglio (A _{sw} >0.0) V _{Rd} =min(V _{Rcd} , V _{Rsd}).
T	taglio agente espressa in [kN]
FS	fattore di sicurezza (rapporto tra sollecitazione resistente e sollecitazione agente)

La verifica a taglio sui micropali viene eseguita considerando il solo contributo resistente del tubolare. L'area della sezione

effettiva di verifica (A_{eff}) viene determinata come area lorda (A) della sezione tubolare moltiplicata per $2 / \pi$.

Combinazione n° 1 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	8.37	48.640
2	1	20.86	407.19	8.37	48.641

Combinazione n° 2 - STR (A1-M1-R3) H + V

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	13.46	30.254
2	1	20.86	407.19	13.46	30.256

Combinazione n° 3 - STR (A1-M1-R3) H - V

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	12.72	32.007
2	1	20.86	407.19	12.72	32.009

Combinazione n° 4 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	8.37	48.640
2	1	20.86	407.19	8.37	48.641

Combinazione n° 5 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	8.37	48.640
2	1	20.86	407.19	8.37	48.641

Combinazione n° 6 - STR (A1-M1-R3)

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	8.37	48.640
2	1	20.86	407.19	8.37	48.641

Combinazione n° 10 - ECC

Ip	Is	A _{sw} [cmq]	V _{Rd} [kN]	T [kN]	FS
1	1	20.86	407.19	10.60	38.421
2	1	20.86	407.19	10.60	38.423

8. Dichiarazioni secondo N.T.C. 2018

Tipo di analisi svolta

L'analisi strutturale e le verifiche sono condotte con l'ausilio di un codice di calcolo automatico. La verifica della sicurezza degli elementi strutturali è stata valutata con i metodi della scienza delle costruzioni.

Il calcolo dei muri di sostegno viene eseguito secondo le seguenti fasi:

- Calcolo della spinta del terreno
- Verifica a ribaltamento
- Verifica a scorrimento del muro sul piano di posa
- Verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite)
- Verifica della stabilità globale
- Calcolo delle sollecitazioni sia del muro che della fondazione, progetto delle armature e relative verifiche dei materiali.

L'analisi strutturale sotto le azioni sismiche è condotta con il metodo dell'analisi statica equivalente secondo le disposizioni del capitolo 7 del D.M. 17/01/2018.

La verifica delle sezioni degli elementi strutturali è eseguita con il metodo degli Stati Limite. Le combinazioni di carico adottate sono esaustive relativamente agli scenari di carico più gravosi cui l'opera sarà soggetta.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Titolo	MAX - Analisi e Calcolo Muri di Sostegno
Versione	16.0
Produttore	Aztec Informatica srl, Casali del Manco - loc. Casole Bruzio (CS)
Utente	CITTA' METROPOLITANA DI GENOVA
Licenza	AIU5927W1

Affidabilità dei codici di calcolo

Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. La società produttrice Aztec Informatica srl ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

Modalità di presentazione dei risultati

La relazione di calcolo strutturale presenta i dati di calcolo tale da garantire la leggibilità, la corretta interpretazione e la riproducibilità. La relazione di calcolo illustra in modo esaustivo i dati in ingresso ed i risultati delle analisi in forma tabellare.

Informazioni generali sull'elaborazione

Il software prevede una serie di controlli automatici che consentono l'individuazione di errori di modellazione, di non rispetto di limitazioni geometriche e di armatura e di presenza di elementi non verificati. Il codice di calcolo consente di visualizzare e controllare, sia in forma grafica che tabellare, i dati del modello strutturale, in modo da avere una visione consapevole del comportamento corretto del modello strutturale.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dal sottoscritto utente del software. Tale valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.

ALLEGATI:

ALLEGATO 1 – RELAZIONE SUI MATERIALI

ALLEGATO 2 – RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA

ALLEGATO 1 - RELAZIONE SUI MATERIALI

1. Calcestruzzo armato

Tutti i materiali da adoperare dovranno essere di ottima qualità e dovranno essere messi in opera con ogni cura.

Le **strutture in fondazione** si considerano in classe di esposizione XC2; per il calcestruzzo impiegato nei getti si prescrive un diametro massimo dell'inerte pari a 22.4 mm, e una classe di consistenza S4.

Controllo di accettazione (D.M. 17/01/2018 § 11.2.5 Tab. 11.2.I): tipo A

Tab. 11.2.I

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_{c,min} \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_{cm28} \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_{cm28} \geq R_{ck} + 1,48 s$ (N° prelievi ≥ 15)
Ove: R_{cm28} = resistenza media dei prelievi (N/mm ²); $R_{c,min}$ = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm ²); s = scarto quadratico medio	

1.1. Componenti del calcestruzzo e loro modalità di posa

Dovranno essere usati:

LEGANTI, AGGREGATI ED INERTI

Leganti per il calcestruzzo: devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia, dotati di certificato di conformità e rispondenti alla norma armonizzata UNI EN 197, purché idonei all'impiego previsto nonché, per quanto non in contrasto, conformi alle prescrizioni di cui alla Legge 26/05/1965 n. 595.

Aggregati per il calcestruzzo: rispondenti alle prescrizioni di cui alla UNI EN 12620 e per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1.

Inerti naturali o di frantumazione: costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose o argillose, in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato ed alla conservazione delle armature metalliche;

Ghiaia o pietrisco: di dimensioni massime commisurate alle caratteristiche della carpenteria, del getto ed all'ingombro delle armature metalliche;

ACQUA

Acqua: (conforme alle Norme UNI EN 1008/2003) limpida, priva di sali in percentuali dannose, non aggressiva e in quantità strettamente necessaria;

ADDITIVI

Additivi: devono essere conformi alla Norma europea armonizzata UNI EN 934-2.

1.2. Durabilità: classe di esposizione e copriferro

Per garantire la durabilità della struttura sono state prese in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando sia gli stati tensionali, che nel caso delle opere in calcestruzzo, anche l'ampiezza delle fessure.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura sia nell'esecuzione che nella manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori adotterà le previste procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle NTC2018.

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Con riferimento al § 4.1.6.1.3 delle NTC, al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) deve rispettare quanto indicato in Tabella C4.1.IV. I valori della Tabella C4.1.IV si riferiscono a costruzioni con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tabella 2.4.I delle NTC). Per costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tabella 2.4.I) i valori della Tabella C4.1.IV vanno aumentati di 10 mm. Per classi di resistenza inferiori a C_{min} i valori della tabella sono da aumentare di 5 mm. Per produzioni di elementi sottoposte a controllo di qualità che preveda anche la verifica dei copriferri, i valori della tabella possono essere ridotti di 5 mm.

Tabella C4.1.IV - Copriferri minimi in mm

			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_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	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

La classe di resistenza minima C_{min} indicata in tabella deve comunque intendersi riferita alla pertinente classe di esposizione di cui alla UNI EN 206:2016 richiamata nella Tabella 4.1.III delle NTC.

2. Acciaio per cemento armato

È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui al § 11.3.1.2 e controllati con le modalità riportate nel § 11.3.2.11 delle NTC2018.

2.1. Acciaio in barre B450C

L'acciaio in barre deve rispettare le seguenti caratteristiche:

Tab. 11.3.Ib

Caratteristiche	Requisiti	Frattile (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica a carico massimo f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
	$< 1,35$	
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:	$\phi < 12\ mm$	4 ϕ
	$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 ϕ
	per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 ϕ
	per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 ϕ

3. Acciaio per armatura tubolari

Per gli acciai di cui alle norme europee armonizzate UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 ed UNI EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk} riportati nelle tabelle seguenti.

Tab. 4.2.II - Laminati a caldo con profili a sezione cava

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S460 MH/MLH	460	530		
S460 NH/NHL	460	550		

4. Malta per iniezioni pali

Si prevede l'impiego di malta antiritiro iniettata a mezzo di gruppo miscelatore, dosata a t. 0,6 di cemento R32.5R per mc di sabbia vagliata.

Resistenza minima: C20/25.

5. Valori di calcolo

Si riportano di seguito i valori caratteristici e di calcolo delle resistenze impiegati.

Calcestruzzo C25/30

Calcestruzzo		C25/30	
Res. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	25	N/mm ²
Res. Caratteristica cubica	R_{ck}	30	N/mm ²
Coeff. Riduttivo per resistenze lunga durata	α_{cc}	0,85	-
Coeff. Parziale di sicurezza cls	γ_c	1,50	-
Res. Cilindrica di progetto	f_{cd}	14,17	N/mm ²
Res. Media cilindrica	f_{cm}	33,00	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.476	N/mm ²

Acciaio B450C

Acciaio		B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	540	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,15	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	391,30	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

Acciaio da carpenteria S355

Acciaio		S355	
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	510	N/mm ²
Coeff. Parziale di sicurezza acciaio	γ_s	1,05	-
Tensione di snervamento di progetto	f_{yd}	338,10	N/mm ²
Modulo elastico	E_s	210.000	N/mm ²

ALLEGATO 2 - RELAZIONE SUI DISPOSITIVI DI RITENUTA

All'interno del presente progetto si prevede l'installazione di nuovi sistemi di protezione di tipo H2 lungo la **SP 48 al km 2+500 e al km 3+900**. La scelta del tipo di protezione discende dalla tipologia di strada dove tale dispositivo verrà installato, pertanto si riporta la sintesi delle scelte progettuali. La **SP 48** è una strada provinciale appartenenti alla classe "strada locale (F)" secondo la classificazione del D.Lgs 285/92. Il traffico risulta inferiore a 1000 veicoli al giorno, con qualsiasi percentuale di veicoli merci. È presente una limitazione al traffico per i mezzi superiori a 10 sull'intero percorso. Negli interventi a progetto si prevede la realizzazione di cordoli in c.a. e la sostituzione delle esistenti protezioni marginali con barriere stradali omologate. Considerate le singole lunghezze di intervento, rispetto alla lunghezza totale della **SP48** e alla lunghezza totale delle strade provinciali, si verifica che sono rispettati i criteri stabiliti per la definizione di intervento localizzato di adeguamento della strada esistente. Le strade in oggetto non rientrano nel campo di applicazione del DM 223/1992 e s.m.i. in quanto trattasi di strade provinciali con velocità di progetto <70 km/h. Date le caratteristiche del territorio, si ritiene tuttavia necessario procedere ad una valutazione del più idoneo dispositivo di protezione da installare sul cordolo di c.a. di nuova realizzazione con riferimento alle norme vigenti. La presenza sulle strade provinciali di varie tipologie di delimitazioni marginali anche di origine vetusta (ringhiere, muretti, ecc.) comporta oggi, la sostituzione con elementi di diversa natura rispetto all'esistente. Questo deriva spesso da motivi di tipo gestionale, date le disponibilità e la reperibilità dei materiali sul mercato unitamente all'esigenza di garantire un adeguato livello di sicurezza, condizione di cui all'art. 13 del D.Lgs. del 30/04/1992 n. 285.

Dall'analisi delle caratteristiche del tracciato stradale e delle caratteristiche del traffico che lo attraversa sia per quanto riguarda la tipologia dei veicoli che, soprattutto, per le velocità di percorrenza si è calcolato il livello di contenimento necessario nelle reali condizioni di traffico sul tratto in esame, nelle condizioni di **rischio più probabile** e di **rischio maggiore**.

La forza dell'urto di un veicolo contro una barriera è valutabile secondo la formula sotto riportata:

$$F = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot (v \cdot \sin\alpha)^2}{2 \cdot [c \cdot \sin\alpha + b \cdot (\cos\alpha - 1) + s]}$$

Il corrispondente livello di contenimento della barriera è così valutabile:

$$L_c = \frac{1}{2} P (v \cdot \sin\beta)^2$$

Per la valutazione dell'urto nella situazione di **rischio più probabile** si è considerata l'azione derivante dall'urto di un mezzo leggero (1.50 ton) ad una velocità di percorrenza ammissibile di 60 km/h e un angolo di impatto pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile. In queste condizioni la forza d'urto sulla barriera stimata è pari a:

$$F = 47.38 \text{ kN}$$

Il livello di contenimento è pari a

$$L_c = 24 \text{ kJ}$$

ottenibile con un dispositivo di **classe N2**.

Per la valutazione dell'urto nella situazione di **rischio maggiore** si è considerata l'azione derivante dall'urto di un mezzo pesante (14 ton) ad una velocità di 40 km/h, con un angolo di incidenza pari a 20° e nell'ipotesi che la barriera sia indeformabile. In queste condizioni la forza d'urto sulla barriera stimata è pari a:

$$F = 110,37 \text{ kN}$$

Il livello di contenimento è pari a

$$L_c = 101 \text{ kJ}$$

ottenibile con un dispositivo di **classe H2**. Verranno pertanto installati dispositivi di tipo **H2 omologati e certificati**.