

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

PROGETTO DEFINITIVO

IN - VIABILITA' INTERFERITA

I52 - VIA SAN DONATO km 17+043

CV103 - PARTE STRUTTURALE

Relazione di calcolo spalle e pile

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO Ing. Umberto Mele Ord. Ingg. Milano n.18641 RESPONSABILE STRUTTURE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154 PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI
--	---	---

CODICE IDENTIFICATIVO											ORDINATORE
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO				
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	--
111465	0000	PD	IN	I52	CV103	00000	D	S T R	2459	- 0	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:				SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068								n.	data
									0	SETTEMBRE 2020
	REDATTO:				VERIFICATO:				1	-
									2	-
3									-	
								4	-	

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE  Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	---	--

**AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO
TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO**

**POTENZIAMENTO DEL SISTEMA TANGENZIALE DI BOLOGNA
TRA BORGO PANIGALE E SAN LAZZARO**

PROGETTO DEFINITIVO

**OPERE D'ARTE MAGGIORI
Cavalcavia San Donato km 17+043**

Relazione di calcolo spalle e pile

Sommario

1	INTRODUZIONE	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.1	ACCIAIO	7
3.1.1	<i>Acciaio per armature</i>	7
3.2	CALCESTRUZZO STRUTTURALE.....	7
3.2.1	<i>Fondazioni pila</i>	7
3.2.2	<i>Pila</i>	7
3.2.3	<i>Platea e paraghiaia spalle</i>	7
3.2.4	<i>Pali di fondazione</i>	7
3.2.5	<i>Magrone di pulizia e livellamento</i>	7
4	DESCRIZIONE DELLE OPERE	8
5	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO	10
5.1	PREMESSA	10
5.2	INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO.....	10
5.3	MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA.....	11
5.4	STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	11
5.5	DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO	14
6	CRITERI DI CALCOLO	15
6.1	CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO.....	15
6.2	CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA	15
6.3	COMBINAZIONI DI CARICO.....	17
6.3.1	<i>Combinazioni per la verifica allo SLU</i>	17
6.3.2	<i>Combinazioni per la verifica allo SLE</i>	19
6.3.3	<i>Combinazioni per la condizione sismica</i>	19
6.3.4	<i>Coefficienti di combinazione</i>	20
6.4	CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO.....	26
6.5	PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE	26
7	CRITERI DI VERIFICA	29
7.1	RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE	29
7.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO	29
7.3	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE.....	31
7.4	VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO	35
7.5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO GEOTECNICO	35
7.5.1	<i>Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione</i> ... 36	
7.5.2	<i>Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali</i>	36
7.5.3	<i>Stabilità globale</i>	36
8	CURVE DI RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO	37
8.1	GENERALE	37
8.1.1	<i>Resistenza laterale di calcolo</i>	37
8.1.2	<i>Resistenza di base di calcolo</i>	39
8.2	RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI.....	42
8.3	RESISTENZA CARATTERISTICA	43
8.4	RESISTENZA DI PROGETTO	44
8.5	EFFETTO DI GRUPPO	45

9	CALCOLO DELLE SPALLE.....	46
9.1	PROGRAMMI DI CALCOLO	46
9.1.1	<i>Plaxis 2D.....</i>	46
9.2	CARICHI ELEMENTARI	47
9.2.1	<i>Pesi propri</i>	47
9.2.2	<i>Spinta del terreno in condizioni statiche</i>	47
9.2.3	<i>Sovraccarico a tergo</i>	47
9.2.4	<i>Spinta del terreno in condizioni sismiche</i>	48
9.2.5	<i>Azioni trasmesse dall' impalcato</i>	48
9.3	MODELLO DI CALCOLO	50
9.4	FASI DI CALCOLO	52
9.5	RISULTATI DELLE ANALISI	55
9.5.1	<i>Pali di fondazione – fila anteriore</i>	58
9.5.2	<i>Pali di fondazione – fila posteriore.....</i>	64
9.5.3	<i>Platea di fondazione</i>	70
9.5.4	<i>Paraghiaia.....</i>	76
9.6	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO	79
9.6.1	<i>Pali di fondazione – fila anteriore</i>	79
9.6.2	<i>Pali di fondazione – fila posteriore.....</i>	81
9.6.3	<i>Platea di fondazione</i>	84
9.6.4	<i>Paraghiaia.....</i>	86
9.7	VERIFICHE STRUTTURALI	87
9.7.1	<i>Pali di fondazione.....</i>	87
9.7.2	<i>Platea.....</i>	95
9.7.3	<i>Paraghiaia.....</i>	102
9.8	VERIFICHE GEOTECNICHE	105
10	CALCOLO DELLA PILA.....	110
10.1	CRITERI DI CALCOLO.....	110
10.2	SPETTRO DI RIPOSTA E FATTORE DI STRUTTURA.....	111
10.3	CRITERI DI CALCOLO DELL'ELEVAZIONE.....	111
10.3.1	<i>Azioni in condizioni di esercizio</i>	111
10.3.2	<i>Azioni sismiche</i>	111
10.4	CRITERI DI CALCOLO DEL PLINTO	112
10.5	COMBINAZIONI DI CARICO.....	113
10.6	ANALISI DEI CARICHI	114
10.6.1	<i>Carichi permanenti (q1 e q2).....</i>	114
10.6.2	<i>Carichi accidentali (q1).....</i>	115
10.6.3	<i>Azione di frenamento del veicolo (q3).....</i>	115
10.6.4	<i>Azione del vento (q5)</i>	115
10.6.5	<i>Azione sismica (q6)</i>	116
10.7	ANALISI DELLA PILA	122
10.7.1	<i>Dati di input</i>	122
10.7.2	<i>Risultati dell'analisi</i>	127
10.8	VERIFICHE STRUTTURALI	134
10.8.1	<i>Verifiche del fusto</i>	134
10.8.2	<i>Verifiche del plinto</i>	140
10.8.3	<i>Verifiche micropali di fondazione.....</i>	147
10.8.4	<i>Verifica di portanza verticale dei micropali</i>	148

1 INTRODUZIONE

Questa relazione è parte integrante dei documenti del Progetto Esecutivo dell'Autostrada A14 (Bologna - Bari - Taranto), Potenziamento del sistema tangenziale di Bologna.

In questo documento si riportano le verifiche strutturali e geotecniche delle spalle e della pila del cavalcavia di via San Donato.

Il cavalcavia in oggetto è a due campate con luce pari a 33,0 m; presenta larghezza utile pari a 27,65 m e spalle e pila sono realizzate su fondazioni profonde.

Le verifiche sono state condotte in accordo al metodo degli stati limite secondo quanto indicato dal DM2018 e dalla relativa circolare esplicativa.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [1] D.M. 17 gennaio 2018 – “Nuove norme tecniche per le costruzioni”.

- [2] CIRCOLARE ESPLICATIVA delle NTC2018.

- [3] AGI Associazione Geotecnica Italiana (1984) - Raccomandazioni sui pali di fondazione.
- [4] EUROCODICE serie EN 1991: Azioni sulle strutture
- [5] EUROCODICE serie EN 1992: Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- [6] EUROCODICE serie EN 1993: Progettazione delle strutture di acciaio
- [7] EUROCODICE serie EN 1994: Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo
- [8] UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni
- [9] UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”
- [10] UNI EN 11104 marzo 2004 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”,
- [11] Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- [12] Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Si riportano le caratteristiche dei materiali utilizzati nell'opera in oggetto.

3.1 ACCIAIO

3.1.1 Acciaio per armature

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C controllato in stabilimento, che presentano le seguenti caratteristiche:

Tensione di snervamento	f_{yk}	>	450 N/mm ²
Tensione di rottura	f_{tk}	>	540 N/mm ²

3.2 CALCESTRUZZO STRUTTURALE

3.2.1 Fondazioni pila

Classe di resistenza	: C25/30
Classe di esposizione	: XC2

3.2.2 Pila

Classe di resistenza	: C28/35
Classe di esposizione	: XC4 - XD3 – XF4

3.2.3 Platea e paraghiaia spalle

Classe di resistenza	: C28/35
Classe di esposizione	: XC2

3.2.4 Pali di fondazione

Classe di resistenza	: C25/30
Classe di esposizione	: XC2

3.2.5 Magrone di pulizia e livellamento

Classe di resistenza	: C12/15
Classe di esposizione	: X0

4 DESCRIZIONE DELLE OPERE

Il cavalcavia sostituisce un cavalcavia esistente per il quale è prevista la demolizione e rifacimento.

Il ponte ha una struttura mista acciaio-clc con luce di calcolo 33,00+33,00 m e larghezza utile totale pari a 27,65 m. Nel dettaglio è presente un giunto longitudinale con varco di 20 cm che separa i due semi-impalcato, di larghezza pari a 10,55 m e 16,90 m.

La struttura portante è costituita da travi principali miste acc-clc di altezza costante pari a 0,80 m, con piattabanda superiore di larghezza 0,50 m e piattabanda inferiore di larghezza 0,60 m.

Le travi principali sono collegate da traversi posti ad interasse costante di 11,00 m.

La soletta in calcestruzzo armato che costituisce la piattaforma dell'impalcato, ha uno spessore costante di 20 cm. Superiormente la pavimentazione stradale presenta altezza variabile.

L'impalcato è poggiante su dispositivi elastomerici (isolatori) disposti all'intradosso travi.

La pila presenta fusto di spessore 1,00 m ed altezza di circa 6,00 m su due parti di lunghezza rispettivamente 10,80 m e 17,2 m. Il plinto è largo 3,80 m con altezza pari a 1,50 m. La fondazione è composta da 44 micropali disposti su 4 file ad interasse 1,00 m in entrambe le direzioni. I micropali presentano diametro pari a 30 cm e vengono armati con tubo metallico cavo ϕ 219 mm sp.11 mm.

Ciascuna delle due spalle è costituita da una platea su pali in c.a. disposti su due file in direzione trasversale all'asse del paraghiaia. La fila anteriore è costituita da una paratia di pali ϕ 1,20 m ad interasse pari a 1,55 m, mentre la fila posteriore è costituita da pali ϕ 1,20 m ad interasse pari a 3,10 m.

La platea presenta spessore costante pari a 1,50 m. Tutti i pali presentano diametro ϕ 1,20 m e lunghezza pari a 30,0 m. Il paraghiaia presenta spessore costante pari a 0,60 m e si innesta direttamente sulla platea di fondazione.

Per ulteriori dettagli si rimanda alle tavole di progetto.

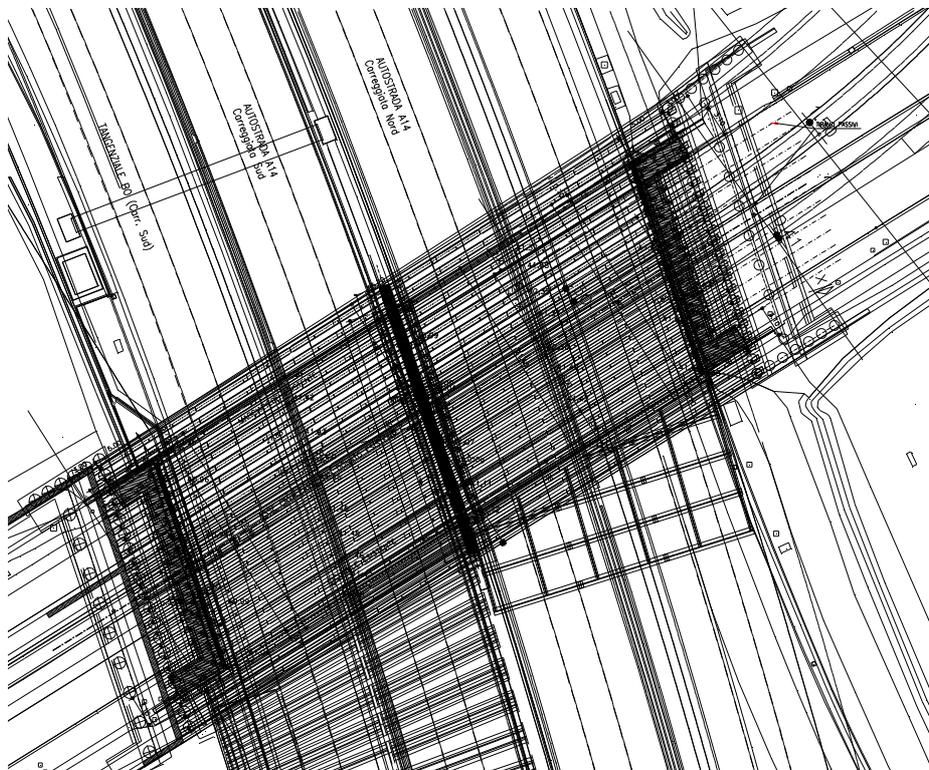


Figura 4-1 - Planimetria intervento

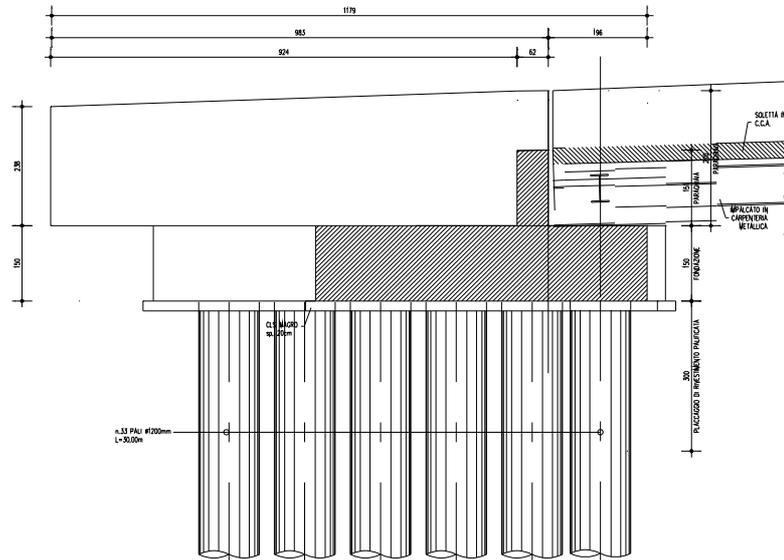


Figura 4-2 – Sezione longitudinale spalla

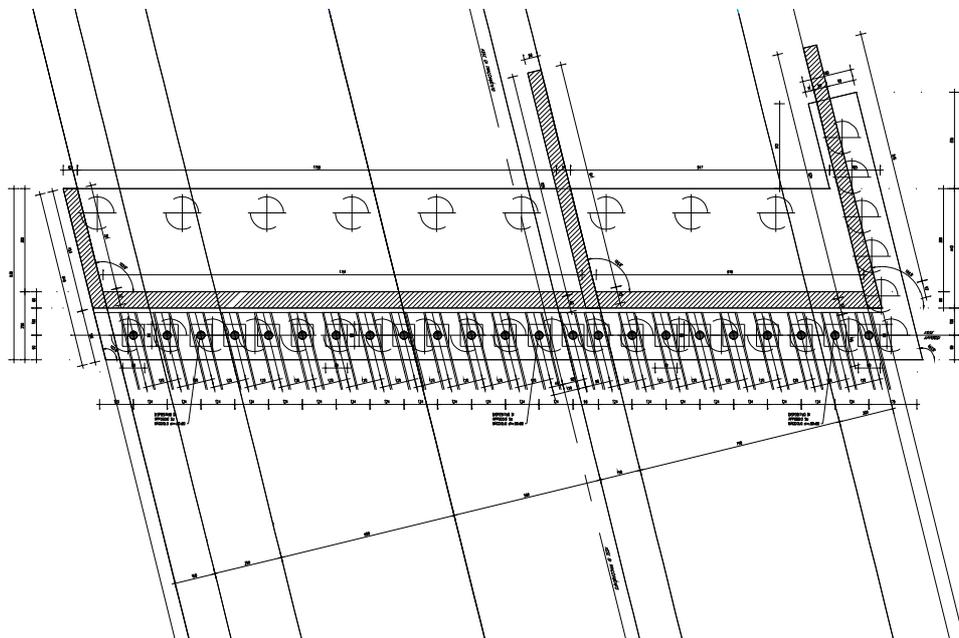


Figura 4-3 – Pianta spalla

5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

5.1 PREMESSA

Di seguito viene esposta la caratterizzazione geotecnica e la stratigrafia di riferimento utilizzata nei calcoli per il dimensionamento e la verifica delle fondazioni. I valori caratteristici dei parametri geotecnici e la stratigrafia di riferimento sono stati ottenuti mediante l'interpretazione di prove e misure effettuate in sito.

5.2 INDAGINI E PROVE DI LABORATORIO DI RIFERIMENTO

Nelle tabelle seguenti si riportano le verticali di indagine considerate per la caratterizzazione dei terreni di fondazione.

sigla sond./pozz./prova	campagna di indagine	Progressiva (km)	quota p.c. (m s.l.m.)	lunghezza (m)	strumentazione installata
S53	1984	~17+007	48.10	50.00	C(31)
PB23	2017	~16+980	46.04	50.00	C (12.5; 27.5)

C (...) = cella piezometrica Casagrande (profondità cella)
 TA (...) = piezometro a tubo aperto (tratto filtrante)
 DH = tubo per misure Down-hole

Tabella 5.1: Verticali di riferimento

5.3 MISURE PIEZOMETRICHE E LIVELLI DI FALDA

Per quanto riguarda il riferimento della falda si è tenuto conto di un livello piezometrico alla quota di 10,0 m al di sotto di piano campagna.

5.4 STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Le tabelle sottostanti riportano le unità litostratigrafiche individuate e la caratterizzazione stratigrafico – geotecnica, valutata a partire dal piano campagna.

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z _w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
~41.0	0.0 ÷ 4.0	Limo argilloso	A	10.5	Tabella IV
	4.0 ÷ 10.0	Ghiaia e sabbia	B		Tabella V
	10.0 ÷ 18.0	Argilla limosa	A		Tabella IV
	18.0 ÷ 28.5	Sabbia con ghiaia	B		Tabella V
	28.5 ÷ 34.2	Argilla limosa	A		Tabella IV
	34.2 ÷ 37.2	Sabbia con ghiaia	B		Tabella V
	37.2 ÷ 45.0	Argilla limosa	A		Tabella IV

Tabella 5.2: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica Spalla Nord

Quota p.c. (m s.l.m.m.)	Profondità (m da p.c.)	descrizione	sigla	Z _w (m da p.c.)	Parametri medi caratteristici
~41.6	0.0 ÷ 1.6	Argilla sabbiosa	A	22	Tabella IV
	1.6 ÷ 11.5	Sabbia e Ghiaia (a 8.8 m circa di profondità 1 m di argilla sabbiosa)	B		Tabella V
	11.5 ÷ 18.1	Argilla sabbiosa	A		Tabella IV
	18.1 ÷ 31.7	Sabbia e Ghiaia (a 25.5 m circa di profondità 1 m di argilla sabbiosa)	B		Tabella V
	31.7 ÷ 34.5	Argilla sabbiosa	A		Tabella IV
	34.5 ÷ 38.5	Sabbia e Ghiaia (a 36 m circa di profondità 0.5 m di argilla sabbiosa)	B		Tabella V
	38.5 ÷ 43.5	Argilla sabbiosa	A		Tabella IV

Tabella 5.3: Caratterizzazione stratigrafico – geotecnica Spalla Sud

Ai fini dei calcoli si è assunta la stratigrafia più sfavorevole tra le due suddette, ovvero quella relativa alla spalla Nord.

Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	c_u (kPa)	G_0 (MPa)	E_{op} (MPa)	CR (-)	RR (-)	k_v (m/s)
Limo argilloso	19	0	24	30+z	15	0.20 x E ₀	0.15	0.01	1.0 x 10 ⁻⁹
Argilla limosa			28	÷	÷	÷	÷	÷	÷
				90+2z	140	0.33 x E ₀	0.25	0.05	5.0 x 10 ⁻⁸

γ = peso di volume del terreno
 c' = coesione efficace
 φ = angolo di resistenza al taglio
 c_u = resistenza al taglio non drenata
 G_0 = modulo di elasticità tangenziale a piccoli livelli deformativi tra 0 e 40 m di profondità
 E_{op} = modulo di elasticità operativo
CR = rapporto di compressione in condizioni edometriche
RR = rapporto di ricomprensione in condizioni edometriche
 k_v = coefficiente di permeabilità verticale

Tabella IV Parametri medi caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	G_0 (MPa)	E_{op} (MPa)
Ghiaia e sabbia	19	0	34 ÷ 38	35 ÷ 220	(0.20 ÷ 0.33) x E ₀

γ = peso di volume del terreno
 c' = coesione efficace
 φ = angolo di resistenza al taglio
 G_0 = modulo di elasticità tangenziale a piccoli livelli deformativi tra 0 e 40 m di profondità
 E_{op} = modulo di elasticità operativo

Tabella V: Parametri medi caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia (B)

Come parametri di progetto del terreno si sono presi i valori medi dei range riportati nelle tabelle sopra.

Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	φ (°)	c_u (kPa)	E_{op} (MPa)
Limo argilloso	19	0	26	60+1.5z	10
Argilla limosa					

Tabella 5.4: Parametri di progetto caratteristici dei materiali Limo argilloso (A)

Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	E_{op} (MPa)
Ghiaia e sabbia	19	0	35	30

Tabella 5.5: Parametri di progetto caratteristici dei materiali Ghiaia e Sabbia

La pila in parola viene fondata tramite platea su micropali. Le verifiche sono state condotte secondo la stratigrafia più gravosa, ovvero quella della spalla Nord.

Le spalle in parola vengono fondate tramite platea su pali. La platea viene realizzata sul rilevato esistente.

Per quanto riguarda il rilevato esistente a tergo della spalla, sono stati adottati i seguenti parametri di progetto.

Descrizione	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ (°)	E_{op} (MPa)
Rilevato esistente	20	0	35	30

Tabella 5.6: Parametri di progetto caratteristici del rilevato esistente

La stratigrafia di progetto per le spalle costruita a partire da estradosso paraghiaia (quota +7.60 m) risulta la seguente:

7.6 ÷ 2.0	Rilevato esistente	-
2.0 ÷ -2.0	Limo argilloso	A
-2.0 ÷ -8.0	Ghiaia e sabbia	B
-8.0 ÷ -16.0	Argilla limosa	A
-16.0 ÷ -26.5	Sabbia con ghiaia	B
-26.5 ÷ -32.2	Argilla limosa	A
-32.2 ÷ -35.2	Sabbia con ghiaia	B
-35.2 ÷ -43.0	Argilla limosa	A

5.5 DETERMINAZIONE DELLA CATEGORIA DI SUOLO

La determinazione della categoria di suolo, in accordo con le prescrizioni della Normativa (Doc. Rif. 0), è basata sulla stima dei valori di velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,30}$ o alternativamente sui valori della resistenza penetrometrica dinamica equivalente $N_{SPT,30}$ entro i primi 30 m di profondità (per terreni a grana grossa), o sulla resistenza non drenata equivalente media sempre entro i primi 30 m di profondità $C_{U,30}$ (per terreni a grana fina).

Sulla base della definizione delle categorie di suolo di cui al par. 3.2.2 del Doc. Rif. 0, l'area di intervento risulta caratterizzabile come sito di **categoria C**.

6 CRITERI DI CALCOLO

6.1 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE AZIONI DI CALCOLO

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2018 (Nuove norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

Le azioni presenti sulla struttura utilizzate nei modelli di calcolo e nelle combinazioni di carico sono riportate di seguito:

- g** **Carichi permanenti:** peso proprio struttura, peso pavimentazione, spinta delle terre, carichi permanenti impalcato, ritiro;
- q** **Carichi variabili:** sovraccarico, spinta del sovraccarico, traffico e vento;
- ε** **Variazioni termiche:** azione elastica;
- E** **Azioni sismiche:** azioni sismiche, spinta delle terre secondo Mononobe- Okabe

6.2 CRITERI E DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

L'effetto dell'azione sismica di progetto sull'opera nel suo complesso, includendo il volume significativo di terreno, la struttura di fondazione, gli elementi strutturali e non, nonché gli impianti, deve rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio definiti al § 3.2.1, i cui requisiti di sicurezza sono indicati nel § 7.1 della norma.

Il rispetto degli stati limite si considera conseguito quando:

- nei confronti degli stati limite ultimi siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel § 7 e siano soddisfatte le verifiche relative al solo Stato Limite di salvaguardia della Vita.

Per Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si intende che l'opera a seguito del terremoto subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali e impiantistici e significativi danni di componenti strutturali, cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali (creazione di cerniere plastiche secondo il criterio della gerarchia delle resistenze), mantenendo ancora un margine di sicurezza (resistenza e rigidezza) nei confronti delle azioni verticali.

Gli stati limite, sia di esercizio sia ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni che l'opera a realizzarsi deve assolvere durante un evento sismico; per la funzione che l'opera deve espletare nella sua vita utile, è significativo lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per lo stato limite ultimo.

Per la definizione dell'azione sismica, occorre definire il periodo di riferimento P_{VR} in funzione dello stato limite considerato.

La vita nominale (V_N) dell'opera è stata assunta pari a 50 anni.

La classe d'uso assunta è la IV.

Il periodo di riferimento (V_R) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso vale:

$$V_R = V_N \cdot C_u = 50 \cdot 2 = 100 \text{ anni}$$

I valori di probabilità di superamento del periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente è:

$$P_{VR}(SLV) = 10\%$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica T_R espresso in anni, vale:

$$T_R(SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{vr})} = 949 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di a_g , F_0 , T^*_c .

a_g → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

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

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

S → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_t);

I valori delle caratteristiche sismiche (a_g , F_0 , T^*_c) per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita sono:

$$a_g = 0,213 \text{ g};$$

$$F_0 = 2,427;$$

$$T^*_c = 0,315 \text{ s}$$

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (NT § 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Nelle verifiche allo Stato Limite Ultimo i valori dei coefficienti sismici orizzontali k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

a_{\max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità;

Il sottosuolo su cui insiste l'opera può essere inserito nella categoria " C ".

Data la categoria di suolo, si ottengono i seguenti parametri:

$$S_S(\text{SLV}) = 1,4$$

$$S_T = 1,0$$

L'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max}(\text{SLV}) = S \cdot a_g = 1,4 \cdot 0,213 \text{ g} = 0,3 \text{ g}$$

6.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico, considerate ai fini delle verifiche, sono stabilite in modo da garantire la sicurezza in conformità a quanto prescritto al cap. 2 delle NT.

6.3.1 Combinazioni per la verifica allo SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi sono eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO e EQU): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR): raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Trattandosi di opere interrato, le verifiche saranno condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 2" (A1+M1+R3), utilizzando i coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.II e 5.1.V per i parametri geotecnici e le azioni.

Ai fini delle verifiche degli stati limite ultimi si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{STR-GEO}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{EQU}) \Rightarrow \gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

I coefficienti impiegati nelle verifiche sono riportati nelle tabelle sottostanti:

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri del terreno

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

Tabella 6.2.I/5.1.V - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

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

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

I valori dei coefficienti ψ_i sono quelli riportati nella tabella sottostante.

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

6.3.2 Combinazioni per la verifica allo SLE

Ai fini delle verifiche degli stati limite di esercizio (fessurazione/ stato tensionale) si definiscono le seguenti combinazioni:

$$\text{Frequente)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Quasi permanente)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

$$\text{Rara)} \quad \Rightarrow \quad G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$$

6.3.3 Combinazioni per la condizione sismica

Per la condizione sismica, le combinazioni per gli stati limite ultimi da prendere in considerazione sono le seguenti (approccio 1):

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Le verifiche agli stati limite ultimi § 7.11.1(NTC) devono essere effettuate ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto, con i valori dei coefficienti parziali indicati nel Cap. 6.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

6.3.4 Coefficienti di combinazione

Nelle tabelle sottostanti sono riportate le combinazioni di base applicate nello sviluppo dei calcoli.

Le condizioni elementari di carico sono quelle riportate nella definizione delle azioni di calcolo.

Le combinazioni sono suddivise secondo lo schema:

- Combinazioni STR-GEO: dalla 1 alla 42;
- Combinazioni SLE Rara: dalla 85 alla 126;
- Combinazioni SLE Frequente: dalla 127 alla 140;
- Combinazioni SLE Quasi Permanente: dalla 141 alla 142;
- Combinazioni SISMA: dalla 143 alla 190.

COMBINAZIONE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
1	Peso proprio	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2	Peso terreno imbarcato	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3	peso pavimentazione	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
4	Sovraccarico	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125
5	spinta terre riposo	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
6	spinta sovraccarico	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125
7	sisma long	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	sisma trasv	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	sisma z	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	Spinta M-O long	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	Spinta M-O+trasv	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	Spinta M-O -trasv	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	Spinta attiva long	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	Spinta attiva +trasv	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	Spinta attiva -trasv	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	carichi permanenti impalcato	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
17	azione elastica impalcato +y	0	0	0,72	0	0	0	0,72	0	0	0	1,2	0	0	1,2
18	azione elastica impalcato -y	0,72	0,72	0	0,72	0,72	0,72	0	0,72	1,2	1,2	0	1,2	1,2	1,2
19	Gruppo1	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0
20	Gruppo 2a -y	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125
21	Gruppo 2a +y	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0	1,0125
22	Gruppo 2b	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0
23	vento in trasversale impalcato (+x)	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0
24	vento in verticale impalcato (+x)	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0
25	vento in trasversale impalcato (-x)	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9
26	vento in verticale impalcato (-x)	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9
27	Cedimento	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72

	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
4	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125
5	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
6	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
17	0	0	0	0,72	0	0	0	0,72	0	0	0	0,72	0	0	0	0,72
18	1,2	0,72	0,72	0	0,72	0,72	0,72	0	0,72	0,72	0,72	0	0,72	0,72	0,72	0
19	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0
20	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0
21	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125
22	1,0125	0	0	0	1,35	0	0	0	1,35	0	0	0	1,0125	0	0	0
23	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	1,5	0	0	0
24	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5	1,5	0	0	0
25	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5
26	0,9	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0	1,5	1,5	1,5
27	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,72

	32	33	34	35	36	37	38	39	40	41	42
1	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
2	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
3	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
4	1,0125	1,0125	0,0000	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125
5	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
6	1,0125	1,0125	0,0000	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125	1,0125
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
17	0	0	0	0	0	0,72	0	0	0	0,72	0
18	0,72	0	0	0,72	0,72	0	0,72	0,72	0,72	0	0,72
19	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0	0
20	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0	0
21	0	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125	0
22	1,0125	0	0	0	0	0	1,0125	0	0	0	1,0125
23	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0
24	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9	0	0	0	0
25	1,5	0	0	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9
26	1,5	0	0	0	0	0	0	0,9	0,9	0,9	0,9
27	0,72	0	0	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2	1,2

	85	86	87	88	89	90	91	92	93	94	95
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	1	1	1	1	1	1	1	1	0,75	0,75	0,75
5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
6	1	1	1	1	1	1	1	1	0,75	0,75	0,75
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	0	0	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0	1
18	0,6	0,6	0	0,6	0,6	0,6	0	0,6	1	1	0
19	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0
20	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0
21	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	0,75
22	0	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0
23	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6
24	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6
25	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0
26	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0
27	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

	96	97	98	99	100	101	102	103	104	105	106	107	108	109	110	111
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
6	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	0	0	0	1	0	0	0	0,6	0	0	0	0,6	0	0	0	0,6
18	1	1	1	0	1	0,6	0,6	0	0,6	0,6	0,6	0	0,6	0,6	0,6	0
19	0	0,75	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0,75	0	0
20	0	0	0,75	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0,75	0
21	0	0	0	0,75	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0,75
22	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
23	0,6	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	1	1	1
24	0,6	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	1	1	1
25	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0
26	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0
27	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6

	112	113	114	115	116	117	118	119	120	121	122	123	124	125	126	127
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
6	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	0	0	0	0,6	0	0	0	0	0	0,6	0	0	0	0,6	0	0
18	0,6	0,6	0,6	0	0,6	0	0	0,6	0,6	0	0,6	0,6	0,6	0	0,6	0,5
19	0	0,75	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	0
20	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0
21	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0	0
22	0,75	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0,75	0
23	1	0	0	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0
24	1	0	0	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	0	0	0
25	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0
26	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0,6	0,6	0,6	0,6	0
27	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0,5

	128	129	130	131	132	133	134	135	136	137	138	139	140	141	142	143
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
6	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
8	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,3
12	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
15	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
16	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	0,5	0,6	0	0	0	0,5	0	0,5	0	0,5	0	0	0	0,5	0	0,5
18	0	0	0,6	0,5	0,5	0	0,5	0	0,5	0	0,5	0,5	0,5	0	0,5	0
19	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0,75	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0,2	0,2	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0,2	0,2	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,2	0,2	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0,2	0,2	0	0	0	0	0
27	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,6	0,6	0,5	0,5	0,5

	144	145	146	147	148	149	150	151	152	153	154	155	156	157	158	159
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	0,3	0,3	1	0,3	0,3	1	0,3	0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	-0,3
8	1	0,3	0,3	1	0,3	-0,3	-1	-0,3	0,3	1	0,3	-0,3	-1	-0,3	0,3	1
9	0,3	1	-0,3	-0,3	-1	0,3	0,3	1	0,3	0,3	1	0,3	0,3	1	-0,3	-0,3
10	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0,3	0,3	1	0,3	0,3	1	0,3
11	1	0,3	0,3	1	0,3	0	0	0	0,3	1	0,3	0	0	0	0,3	1
12	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	0	0	0,3	1	0,3	0	0	0
13	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1
14	1	1	1	1	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1
15	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	1	1	1	1	0	0
16	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
18	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

	160	161	162	163	164	165	166	167	168	169	170	171	172	173	174	175
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	-0,3	1	0,3	0,3	-1	-0,3	-0,3	1	0,3	0,3	1	0,3	0,3	1	0,3	0,3
8	0,3	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	-0,3	0,3	1	0,3	0,3	1	0,3	-0,3	-1	-0,3
9	-1	-0,3	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	0,3	0,3	1	-0,3	-0,3	-1	0,3	0,3	1
10	0,3	0	0	0	1	0,3	0,3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
11	0,3	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3	0,3	1	0,3	0	0	0
12	0	0,3	1	0,3	0,3	1	0,3	0	0	0	0	0	0	0,3	1	0,3
13	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0
15	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	1	1
16	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0	0	0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

	176	177	178	179	180	181	182	183	184	185	186	187	188	189	190
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
7	-1	-0,3	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	-0,3	-0,3	1	0,3	0,3	-1	-0,3	-0,3
8	0,3	1	0,3	-0,3	-1	-0,3	0,3	1	0,3	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	-0,3
9	0,3	0,3	1	0,3	0,3	1	-0,3	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1	-0,3	-0,3	-1
10	1	0,3	0,3	1	0,3	0,3	1	0,3	0,3	0	0	0	1	0,3	0,3
11	0,3	1	0,3	0	0	0	0,3	1	0,3	0	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0,3	1	0,3	0	0	0	0,3	1	0,3	0,3	1	0,3
13	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	1	1	1
14	1	1	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	1	1	1	0	0	0	1	1	1	1	1	1
16	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
17	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
18	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
19	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
24	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
27	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

Nelle combinazioni i carichi variabili sono stati fatti variare in modo che ognuno fosse principale. Sono invece state escluse le combinazioni di carico che prevedevano la presenza contemporanea di azioni agenti in direzioni opposte poiché non significative per il calcolo delle sollecitazioni.

Per i carichi agenti in due direzioni, quali la frenatura o il vento (agenti in + o - x e + o - y), è stata considerata di volta in volta la direzione più sfavorevole, in funzione della direzione delle altre azioni con cui veniva combinata.

È stata inoltre aggiunta la condizione con i soli carichi permanenti agenti, trascurando la presenza dei carichi variabili.

6.4 CRITERI DI DEFINIZIONE DELLE RESISTENZE DI CALCOLO

Le resistenze di calcolo adottate per le verifiche strutturali sono definite come segue:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

In cui:

f_d : Resistenza di calcolo

f_k : Resistenza caratteristica

γ_m : coefficiente parziale del materiale

I coefficienti parziali dei materiali adottati, conformi con le NTC 18 sono riportati nella seguente tabella:

Cemento armato	Resistenza del conglomerato	γ_c	1.5
	Resistenza dell'armatura	γ_s	1.15

La resistenza del conglomerato è valutata prendendo in conto il coefficiente riduttivo della resistenza per fenomeni di lunga durata $\alpha_{cc}=0.85$

6.5 PROGETTAZIONE DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si espongono i criteri di progettazione adottati per le strutture di fondazione, intese come il complesso palificata e plinto di fondazione.

In ottemperanza al D.M. del 17.01.2018 (Nuove norme tecniche per le costruzioni), le verifiche delle fondazioni su pali vengono condotte con riferimento agli stati limite di tipo geotecnico (GEO) e strutturali (STR).

Secondo il D.M. 17/01/2018, per ogni Stato Limite Ultimo deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione e R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico. Sia il valore di progetto dell'azione sia il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico dipendono, tra l'altro, dai valori caratteristici delle azioni E_k e delle resistenze R_k , fattorizzati con opportuni coefficienti di sicurezza parziali γ .

La verifica deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1), per i parametri geotecnici (M1) e per le resistenze (R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Le verifiche Geotecniche di seguito riportate sono state condotte mediante l'Approccio 2 (A1+M1+R3) previsto da Norma.

I coefficienti parziali γ relativi alle azioni sono di seguito indicati:

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Il valore di progetto della resistenza R_d è determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale di sicurezza γ_M specificato nella successiva tabella:

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

Per i pali soggetti a carichi assiali il valore di progetto R_d della resistenza si ottiene a partire dal valore caratteristico applicando i coefficienti parziali γ_R di seguito riportati:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

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

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

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

I fattori di correlazione, in accordo con la NT, sono riportati nella tabella sottostante:

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

Per le verifiche strutturali si considerano tutte le combinazioni previste dalla normativa di riferimento, sia per lo S.L.U. che per lo S.L.E.

7 CRITERI DI VERIFICA

7.1 RESISTENZA A SFORZO NORMALE E FLESSIONE

Si fa riferimento alle ipotesi di base riportate nel paragrafo 4.1.2.1.2.1 delle NT:

- Conservazione delle sezioni piane,
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo,
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla,
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione,
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima.

Per quanto concerne i materiali si adotta il diagramma di calcolo tensione-deformazione "parabola-rettangolo" per il calcestruzzo, elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.

La verifica di resistenza si conduce confrontando $M_{Rd}(N_{Ed})$ con M_{Ed} come indicato di seguito:

$$M_{Rd} = M_{Rd}(N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

M_{Rd} è il valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ,

N_{Ed} è il valore di calcolo della compressione assiale (sforzo normale) dell'azione,

M_{Ed} è il valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

7.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

Si distingue tra elementi non armati a taglio (paragrafo 4.1.2.1.3.1 delle NT) ed elementi armati a taglio con staffe (paragrafo 4.1.2.1.3.2 delle NT).

Elementi non armati a taglio

La verifica di resistenza si pone con:

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

dove:

V_{Rd} è il valore di calcolo della resistenza a taglio,

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \{0.18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_C + 0.15 \sigma_{cp}\} b_w d \geq (u_{\min} + 0.15 \sigma_{cp}) b_w d$$

Con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$u_{\min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm),

ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale (≤ 0.02),

σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Elementi armati a taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} per elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio è valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio.

Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo ed i puntoni d'anima inclinati.

L'inclinazione ϑ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i seguenti limiti:

$$1 \leq \text{ctg } \vartheta \leq 2.5.$$

La verifica di resistenza si pone con:

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

dove:

V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale (staffe), la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d A_{sw}/s f_{yd} \text{ctg}\vartheta.$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c f_{cd} \text{ctg}\vartheta (1 + \text{ctg}^2\vartheta).$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

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

dove:

- d è l'altezza utile della sezione,
- σ_{cp} è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0.2 f_{ck}$),
- b_w è la larghezza minima della sezione,
- A_{sw} è l'area dell'armatura trasversale,
- s è l'interasse tra due armature trasversali consecutive,
- f_{cd} è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima,
- α_c è il coefficiente maggiorativo funzione di σ_{cp} .

7.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

In ordine di severità si distinguono i seguenti stati limite:

- a) Stato limite di decompressione nel quale la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;
- b) Stato limite di formazione delle fessure nel quale la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_{ct} = f_{ctm}/1.2,$$

con f_{ctm} definito definito nel paragrafo 11.2.10.2 delle NT;

- c) Stato limite di apertura delle fessure, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

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

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

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

Lo stato limite di fessurazione è fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione, come descritto nel seguito.

Le combinazioni di riferimento sono:

- le combinazioni Quasi Permanenti,
- le combinazioni Frequenti.

Le condizioni ambientali si distinguono come riportato nella tabella seguente:

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

Per quanto concerne la sensibilità delle armature, trattandosi di armature di acciaio ordinario queste si considerano poco sensibili.

La scelta dei limiti di fessurazione si esegue sulla base di quanto riportato nella tabella seguente:

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

Per quanto concerne gli stati limite di decompressione ("a" nell'elenco precedente) e di formazione delle fessure ("b"), le tensioni sono calcolate in base alle caratteristiche geometriche e meccaniche della sezione omogeneizzata non fessurata.

Per quanto concerne lo stato limite di apertura delle fessure il valore di calcolo di apertura w_d non deve superare i valori nominali w_1 , w_2 , w_3 secondo quanto riportato nella tabella precedente.

Il valore di calcolo è dato da:

$$w_d = 1.7 w_m,$$

dove:

w_m rappresenta l'ampiezza media delle fessure.

L'ampiezza media delle fessure w_m è calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d'armatura ϵ_{sm} per la distanza tra le fessure Δ_{sm} :

$$w_m = \epsilon_{sm} \Delta_{sm}.$$

Per i valori di ε_{sm} e Δ_{sm} si fa riferimento a quanto indicato da comprovata letteratura tecnica.

Nella Circolare Applicativa del 2009, si fa riferimento al seguente calcolo per w_d :

$$w_d = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

dove:

Δ_{sm} rappresenta la distanza massima tra le fessure.

La deformazione unitaria delle barre, ε_{sm} , può essere calcolata con la seguente espressione:

$$\varepsilon_{sm} = 1/E_s [\sigma_s - k_t f_{ctm}/\rho_{eff} (1 + \alpha_e \rho_{eff})] \geq 0.6 \sigma_s/E_s,$$

dove:

σ_s è la tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata,

α_e è il rapporto E_s/E_{cm} ,

ρ_{eff} è pari ad $A_s/A_{c,eff}$,

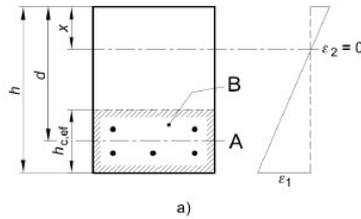
$A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza $h_{c,ef}$, dove $h_{c,ef}$ è il valore minore tra $2.5(h-d)$, $(h-x)/3$ ed $h/2$ (come indicato in figura seguente).

Nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente,

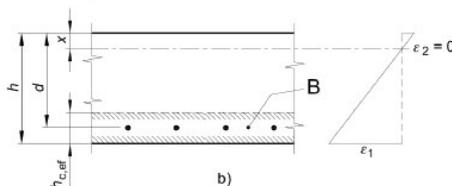
k_t è un fattore dipendente dalla durata del carico.

Legenda

- a) Trave
 A Livello del baricentro dell'acciaio
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



- b) Piastra
 B Area tesa efficace, $A_{c,eff}$



- c) Elemento in trazione
 B Area tesa efficace di estradosso, $A_{ct,eff}$
 C Area tesa efficace di intradosso, $A_{cb,eff}$

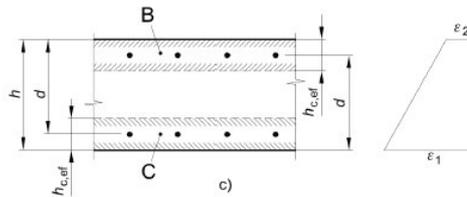


Fig. C4.1.9 Area tesa efficace. Casi tipici.

Figura 7.1 Area tesa efficace. Casi tipici

Per quanto concerne la distanza massima Δ_{smax} , nel caso in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a $5(c + \phi/2)$, essa può essere valutata come segue:

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_3 k_4 \phi / \rho_{eff},$$

dove:

- ϕ è il diametro delle barre (se nella sezione sono impiegate barre di diametro diverso si raccomanda l'uso di un opportuno diametro equivalente ϕ_{eq}),
- c è il ricoprimento delle barre di armatura,
- k_1 è funzione dell'aderenza delle armature,
- k_2 è funzione dello stato sollecitativo di trazione o flessione,
- k_3 assume il valore fisso di 3.4,
- k_4 assume il valore fisso di 0.425.

Nel caso in esame, come riportato nelle caratteristiche dei materiali, le strutture di fondazione delle spalle e i pali di fondazione presentano classe di esposizione XC2.

Pertanto si ottengono i seguenti limiti per lo stato limite di fessurazione:

	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	limite apertura fessure w_d
Strutture e pali di fondazione	Ordinarie	Frequente	$\leq w_3 = 0.4 \text{ mm}$
		Quasi Permanente	$\leq w_2 = 0.3 \text{ mm}$

7.4 VERIFICHE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

La massima tensione di compressione del calcestruzzo σ_c deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara),}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione massima per l'acciaio σ_s deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0.80 f_{yk} \quad \text{per combinazione caratteristica.}$$

Nel caso in esame si ottiene pertanto:

- Per il plinto di fondazione e il paraghiaia si ha $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$ da cui:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 16.8 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara),}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

- Per i pali di fondazione si ha $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ da cui:

$$\sigma_c < 0.60 f_{ck} = 15 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione caratteristica (rara),}$$

$$\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.3 \text{ MPa} \quad \text{per combinazione quasi permanente.}$$

La tensione dell'acciaio risulta pari a $\sigma_s < 0.80 f_{yk} = 360 \text{ Mpa}$

7.5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO GEOTECNICO

Le verifiche di sicurezza agli SLU di tipo geotecnico sono:

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- stabilità globale.

7.5.1 Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali di compressione e di trazione

Di seguito si riporta nel dettaglio la procedura di verifica nei confronti dei carichi assiali:

1. Determinazione della curva di resistenza di progetto del palo singolo, mediante l'utilizzo delle combinazioni di carico previste dalla Normativa, ed in particolare utilizzando l'approccio 2 (A1+M1+R3).
2. Determinazione dell'azione assiale massima (di compressione e di trazione) sul singolo palo, mediante l'analisi di gruppo col codice di calcolo Group come azioni agenti sull'intera palificata. Tale calcolo viene eseguito inserendo nel codice di calcolo Group:
 - la curva carico-cedimento del palo singolo abbattuta per effetto gruppo;
3. le curve p-y generate internamente da Group ed abbattute secondo procedura interna al codice di calcolo;
4. Definizione della lunghezza di palo entrando con le azioni assiali massime ricavate al punto 2 nella curva di resistenza definita al punto 1.
5. Adozione della lunghezza del palo così verificato per tutti i pali della palificata.

7.5.2 Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali

Per quanto concerne le verifiche geotecniche nei confronti dei carichi orizzontali si ritiene, in virtù della flessibilità dei pali sottoposti a tali carichi, che tale meccanismo di rottura non sia possibile, e che le problematiche progettuali della palificata sottoposta ai carichi di progetto orizzontali afferiscano piuttosto nei seguenti aspetti:

- limitazione degli spostamenti orizzontali entro i limiti accettabili, imposti dal progettista strutturale (nella valutazione del campo di spostamento indotto si terrà conto anche delle rotazioni);
- limitazione dei carichi orizzontali e dei relativi momenti di incastro per limiti strutturali.

7.5.3 Stabilità globale

La stabilità globale non viene qui considerata in quanto la geometria del problema non rende possibili fenomeni di instabilità globale della fondazione.

8 CURVE DI RESISTENZA DI PROGETTO DEL PALO SINGOLO

8.1 GENERALE

Le curve di resistenza di progetto a compressione (o trazione) del palo singolo $R_{c,d}$ (o $R_{t,d}$), da confrontare con la massima azione di compressione (o trazione) agente in testa al palo E_d , sono date dalle seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a compressione}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R} = \min \left\{ \frac{(R_{t;cal})_{media}}{\xi_3}; \frac{(R_{t;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} / \gamma_R \quad \text{Resistenza di progetto a trazione}$$

dove:

$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$ resistenza di calcolo del palo singolo, rispettivamente a compressione e a trazione,

ξ_3, ξ_4 fattori di correlazione per la determinazione della resistenza caratteristica del palo in funzione del numero di verticali indagate,

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione,

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato.

Le resistenze di progetto vengono calcolate a partire dalla curva di capacità portante come indicato nel capitolo 12.

8.1.1 Resistenza laterale di calcolo

La resistenza laterale di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno attraversato, come indicato nel seguito (AGI, 1984).

Per terreni coesivi, si utilizza l'equazione:

$$\tau_{LIM} = \alpha \cdot c_U \leq 100 \text{ kPa}$$

dove:

α = coefficiente riduttivo:

= 0.9 per $c_U \leq 25$ kPa; 0.8 per $25 < c_U \leq 50$ kPa; 0.6 per $50 < c_U \leq 75$ kPa; 0.4 per $c_U > 75$ kPa; AGI [1984];

c_U = coesione non drenata (kPa).

I valori dell'attrito laterale limite in terreni granulari sono valutati mediante l'espressione:

$$\tau_{LIM} = K \cdot \sigma'_v \cdot \tan(\phi),$$

dove:

K = rapporto tra pressione orizzontale e pressione verticale efficace in prossimità del palo.

σ'_v = pressione geostatica verticale efficace;

ϕ = angolo d'attrito;

Per pali trivellati si adotta [Reese – Wright (1977)]:

K = 0.7 in compressione

K = 0.5 in trazione

Per pali battuti si adottano i coefficienti raccomandati da AGI [1984]. Per i pali trivellati deve essere comunque soddisfatta anche la seguente verifica:

$$\tau_{lim} \leq \tau = f(N_{SPT})$$

dove:

N_{SPT} = numero di colpi/piede in prova SPT.

Di seguito è illustrata la correlazione proposta da Wright e Reese tra il valore della τ_{lim} ed il valore di N_{SPT} .

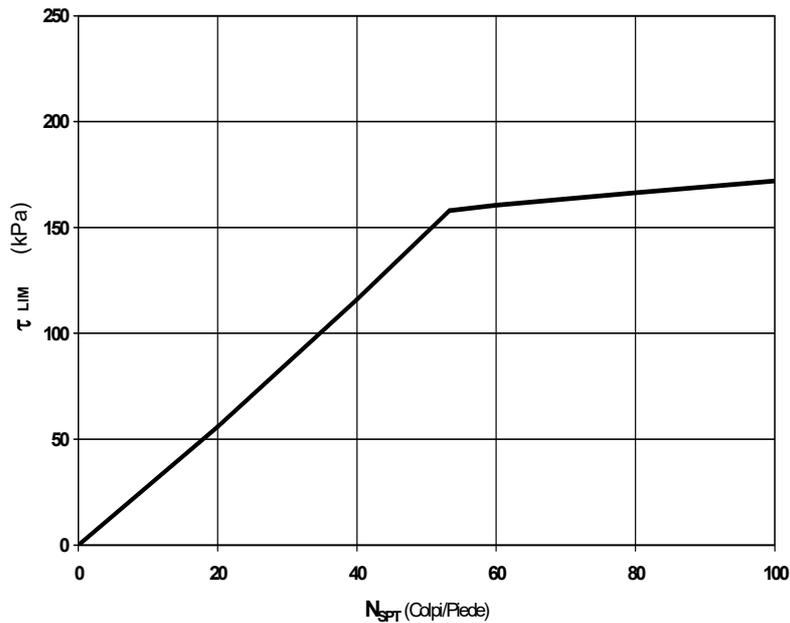


Figura 8.1: Terreni granulari - $\tau_{LIM} = f(N_{SPT})$ (Wright-Reese [1977])

Nel caso di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, i criteri di valutazione delle portate laterali limite rimangono analoghi a quelli sopra descritti.

8.1.2 Resistenza di base di calcolo

La resistenza di base di calcolo è stata determinata, in base al tipo di terreno alla base del palo, come indicato nel seguito (AGI, 1984).

Per terreni coesivi, la valutazione della capacità limite di base viene calcolata in base all'equazione:

$$q_b = 9 \cdot c_u + \sigma_v$$

dove:

c_u = coesione non drenata (kPa).

σ_v = tensione geostatica verticale (kPa)

I valori di q_b sono interamente mobilizzati ad una profondità critica z_c (Meyerhof, Sastry [1978]), secondo l'espressione $z_c = m \cdot D$ con D pari al diametro del palo e m variabile tra 4 e 8.

In accordo con le più recenti metodologie di calcolo, la valutazione della capacità limite di base per terreni granulari è condotta facendo riferimento non più alle condizioni di rottura bensì riferendosi ad una "portata critica" corrispondente ad una "condizione di servizio limite" basata su considerazioni di cedimenti ammissibili, ed in genere riferita all'insorgere di deformazioni plastiche nei terreni di fondazione. Pertanto, si porrà $q_b = q_{cr}$, dove

$$q_{cr} = \text{portata critica unitaria di base};$$

Per pali trivellati la portata critica è valutata in accordo con le indicazioni di Reese-Wright et al. [1978]:

$$q_{cr} = 0.0667 \cdot N_{SPT} \leq 4 \text{ MPa}$$

I valori di q_{cr} sono interamente mobilitati ad una "profondità critica" z_c come descritto sopra, con m variabile fra 4 e 21 secondo la figura di seguito riportata.

Per pali battuti, la portata critica, sempre maggiore di quella per pali trivellati, viene valutata di volta in volta secondo le effettive modalità esecutive.

La costruzione dell'andamento della portata di base con la profondità in condizioni stratigrafiche particolari (pali che attraversano uno strato di terreno sciolto fino a immorsarsi in uno strato compatto di base di notevole spessore, piuttosto che pali immorsati in uno strato compatto di base di modesto spessore sovrastante uno strato di terreno sciolto) è condotta in accordo alle indicazioni riportate nelle figure seguenti.

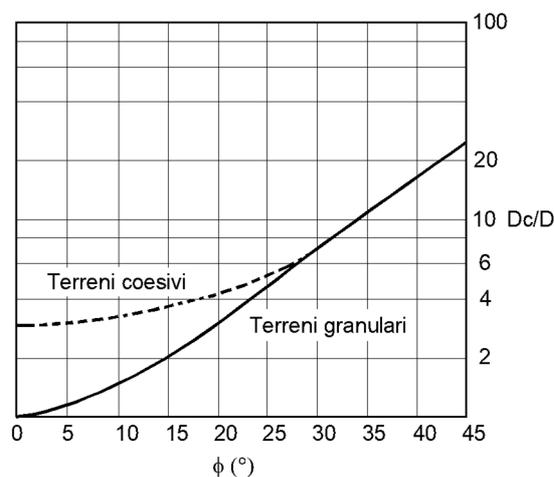


Figura 8.2: $z_c/D = f(Dr)$ (Meyerhof [1976])

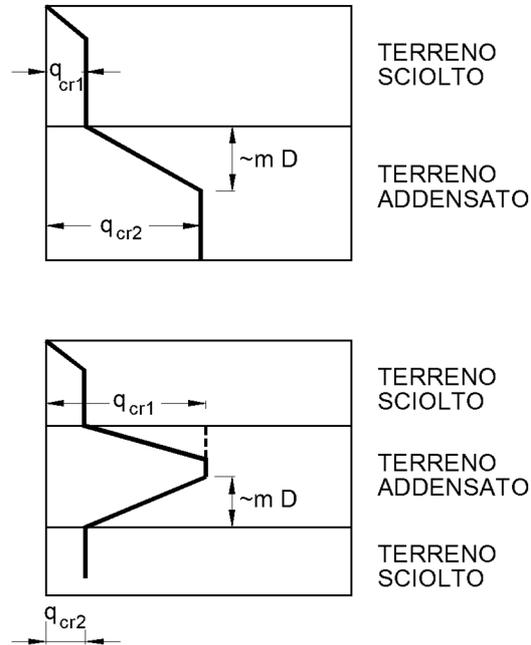


Figura 8.3: Portata di base - Terreni stratificati (Meyerhof [1976])

8.2 RESISTENZA DI CALCOLO DEI PALI TRIVELLATI DA PARAMETRI GEOTECNICI

La resistenza di calcolo $R_{c,cal}$ a compressione del palo viene definita come capacità portante totale data dalla somma dei contributi della resistenza laterale e della resistenza di base, mentre la resistenza di calcolo $R_{t,cal}$ a trazione del palo viene valutata come sola portata limite per attrito laterale. Di seguito si riportano entrambe le espressioni di calcolo:

$$R_{c,cal} = Q_{ult_comp} = Q_{lat_ult} + Q_{base_ult} - (W_p - W_s)$$

$$R_{t,cal} = Q_{ult_traz} = Q_{lat_ult} + (W_p - W_s)$$

dove:

Q_{ult_comp} Resistenza di calcolo a compressione;

Q_{ult_traz} Resistenza di calcolo a trazione

$$Q_{lat_ult} = \pi \cdot D \cdot \int_{z_t}^{z_b} \tau_{us} \cdot dz$$

Portata limite per attrito laterale

con

τ_{us} = tensione tangenziale ultima lungo il fusto del palo,

z_b = profondità della base del palo dal p.c. originario;

z_t = profondità della testa del palo dal p.c. originario.

$$Q_{base_ult} = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot q_{ub}$$

Portata limite di base

con

q_{ub} = pressione limite alla base del palo;

W_p Peso del palo;

W_s Peso del terreno sostituito dal palo.

8.3 RESISTENZA CARATTERISTICA

La resistenza caratteristica a compressione $R_{c,k}$ e la resistenza caratteristica a trazione $R_{t,k}$ del palo singolo sono state determinate a partire dalle resistenze di calcolo ottenute con metodi che utilizzano i parametri geotecnici adottati; in accordo con quanto definito nel paragrafo 6.4.3.1.1 delle NTC2018 risulta pertanto:

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

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

essendo:

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$	resistenza caratteristica rispettivamente a compressione e a trazione del palo singolo ad una data profondità;
$R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$	resistenza di calcolo rispettivamente a compressione e a trazione determinate ad una data profondità;
$(R_{c,cal})_{media}$ e $(R_{t,cal})_{media}$	resistenza di calcolo media ad una data profondità;
$(R_{c,cal})_{min}$ e $(R_{t,cal})_{min}$	resistenza di calcolo minima ad una data profondità;
ξ_3, ξ_4	fattori di correlazione in funzione del numero di verticali indagate, in accordo a quanto indicato nel paragrafo 6.4.3.1 delle NTC2018, Tab. 6.4.IV.

8.4 RESISTENZA DI PROGETTO

Il valori della resistenza di progetto a compressione $R_{c,d}$ e della resistenza di progetto a trazione $R_{t,d}$ sono determinati applicando al valore caratteristico della resistenza i coefficienti parziali γ_R secondo le seguenti espressioni:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

$$R_{t,d} = \frac{R_{t,k}}{\gamma_R}$$

essendo:

$R_{c,d}$ e $R_{t,d}$ resistenza di progetto del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione;

$R_{c,k}$ e $R_{t,k}$ resistenza caratteristica del palo singolo rispettivamente a compressione e a trazione;

γ_R coefficienti parziali da applicarsi alle resistenze caratteristiche in funzione dell'approccio considerato e della tipologia esecutiva del palo (vedi la figura di seguito in cui sono riportati i fattori parziali relativi a pali trivellati).

	Pali trivellati
Resistenza \ γ_R	R3 [-]
Base	1.30
Laterale - compressione	1.15
Laterale - trazione	1.25

Tabella 8.1: Coefficienti parziali alle resistenze caratteristiche

Nelle figure delle pagine seguenti si riportano, per ognuno dei cavalcavia in esame, i profili della resistenza di progetto variabili con la lunghezza del palo; tali curve sono state calcolate per le seguenti combinazioni di progetto:

- Resistenza di progetto, in condizioni statiche, in accordo all'Approccio 2 (coefficienti parziali A1+M1+R3);
- Resistenza di progetto, in condizioni sismiche SISMA, in accordo ai coefficienti parziali A1+M1+R3.

Tali valori saranno poi confrontati con i corrispondenti valori delle sollecitazioni assiali risultanti dai calcoli.

8.5 EFFETTO DI GRUPPO

La capacità portante di un gruppo di pali non è uguale alla somma delle capacità portanti dei pali considerati isolati, si può quindi valutare la riduzione di portanza attraverso un coefficiente di efficienza ε del gruppo di pali. Il coefficiente di efficienza ε è il rapporto tra la portanza della palificata e la somma delle portanze dei singoli pali:

$$P_{p\text{ult}} = \varepsilon n P_{\text{ult}}$$

Per quanto riguarda le palificate delle spalle in oggetto, essendo l'interasse minimo tra i pali $\phi = 1,20$ m pari a 1,55 m, pertanto inferiore ai 3 diametri, si è deciso di ridurre i valori di resistenza considerando un coefficiente $\varepsilon = 0,59$ in modo da tenere conto dell'effetto di "trascinamento" del palo singolo su quelli adiacenti.

Per quanto riguarda la palificata della pila, essendo composta da micropali realizzati ad interasse maggiore di 3 diametri, la resistenza di progetto non è stata abbattuta per effetto di gruppo.

9 CALCOLO DELLE SPALLE

La spalla in oggetto è costituita da una platea su pali in c.a. disposti su due file in direzione trasversale all'asse del paraghiaia. La fila anteriore è costituita da una paratia di pali ϕ 1,20 m ad interasse pari a 1,55 m, mentre la fila posteriore è costituita da pali ϕ 1,20 m ad interasse pari a 3,10 m.

La platea presenta spessore costante pari a 1,50 m. Tutti i pali presentano diametro ϕ 1,20 m e lunghezza pari a 30,0 m.

Il paraghiaia presenta spessore costante pari a 0,60 m e si innesta direttamente sulla platea.

L'analisi della spalla, volta ad identificare le massime sollecitazioni sulla platea, sul paraghiaia e i carichi massimi e minimi verticali agenti in testa ai pali, le sollecitazioni flettenti e di taglio lungo il fusto dei pali e gli spostamenti degli elementi strutturali, è stata condotta utilizzando il codice di calcolo Plaxis 2D.

E' stato realizzato un modello di calcolo della spalla in direzione trasversale al paraghiaia in quanto la direzione più gravosa per la struttura in parola.

Le sollecitazioni assiali, taglianti e flettenti agenti sulle strutture di fondazione sono state fattorizzate in modo da ottenere le sollecitazioni di progetto agli SLE e agli SLU strutturali e geotecnici.

9.1 PROGRAMMI DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni sulla spalla viene condotto utilizzando il codice di calcolo Plaxis 2D. Si riportano di seguito le principali caratteristiche del programma di calcolo utilizzato.

9.1.1 Plaxis 2D

Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti, sia in campo statico che sismico, per la struttura in oggetto è stato condotto tramite l'ausilio del software di modellazione geotecnica Plaxis2D.

Plaxis2D è un software di tipo FEM bidimensionale che permette di modellare il comportamento del terreno, sia in campo lineare che non lineare, interpretando correttamente lo sviluppo dello stato tensionale e deformativo dei nodi significativi del modello di calcolo. Plaxis prevede infatti una meshatura automatica creata dal programma, la quale definisce i punti nodali del sistema, nei quali verranno risolte, nel rispetto di equilibrio e congruenza, le equazioni algebriche tali da definire il campo di spostamenti della mesh di calcolo. Noto il campo di spostamenti è possibile risalire alla deformata complessiva del sistema e di conseguenza, attraverso le leggi costitutive del materiale definite a monte dell'analisi, si può risalire allo stato tensionale agente. Il programma è concepito in modo tale da applicare per passi i carichi desiderati, aggiornando di volta in volta i valori delle deformazioni e delle tensioni.

Si specifica che il software implementa diversi modelli costitutivi con cui è possibile definire il comportamento del terreno (Linear elastic, Mohr-Coulomb, Hardening soil, Soft soil, ...).

Plaxis permette di condurre diversi tipi di analisi, differenziando tra calcoli di tipo plastico (Plastic), consolidazione (Consolidation), analisi dinamiche (Dynamic) e di stabilità (Safety).

9.2 CARICHI ELEMENTARI

La spalla risulta soggetta in condizioni statiche al peso proprio delle strutture, al peso proprio del terreno imbarcato, alla spinta del terreno a tergo, alle azioni dovute al sovraccarico a tergo e alle azioni trasmesse dall' impalcato.

In condizioni sismiche oltre ai carichi permanenti è stata considerata l'inerzia delle strutture, del terreno imbarcato, l'incremento di spinta del terreno a tergo e le azioni trasmesse dall' impalcato in condizioni sismiche.

9.2.1 Pesì propri

I pesi propri degli elementi strutturali vengono valutati considerando un peso specifico pari a 25.0 kN/m^3 per gli elementi in c.a. e considerando i pesi specifici riportati nel paragrafo "Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo" per quanto riguarda i terreni.

9.2.2 Spinta del terreno in condizioni statiche

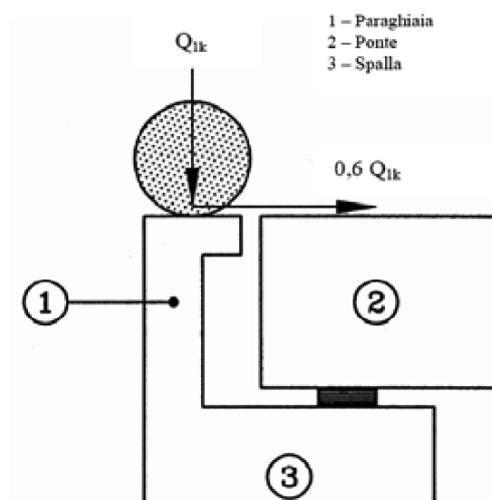
La spinta del terreno viene calcolata in automatico dal programma di calcolo in funzione delle stratigrafie inserite e della geometria della struttura. Il programma gestisce in automatico il calcolo della spinta in presenza di falda.

Nel modello di calcolo è stata applicata una spinta per un'altezza totale pari a 7,60 m a partire da estradosso paraghiaia.

9.2.3 Sovraccarico a tergo

E' stato considerato un sovraccarico uniforme variabile da traffico a tergo opera con intensità pari a 20 kPa .

Inoltre per il calcolo del muro paraghiaia si è considerato quanto espresso in NTC18 al 5.1.3.3.5.2: "Per il calcolo dei muri paraghiaia si deve, invece, considerare un'azione orizzontale longitudinale di frenamento, applicata alla testa del muro paraghiaia (vedi Figura C5.1.1), di valore caratteristico pari al 60% del carico asse Q_{1k} . Pertanto si considererà un carico orizzontale di 180 kN , concomitante con un carico verticale di 300 kN ."



9.2.4 Spinta del terreno in condizioni sismiche

Per l'opera in oggetto l'accelerazione massima è valutata con la relazione:

$$a_{\max} (\text{SLV}) = S \cdot a_g = 1,4 \cdot 0,213 \text{ g} = 0,3 \text{ g}$$

La spinta del terreno è applicata al paraghiaia e alla paratia frontale di pali. Facendo riferimento a quanto contenuto al paragrafo 7.11.6.3.1 per le paratie, il coefficiente sismico in direzione orizzontale vale:

Stato Limite SLV

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0,3 \text{ g}$$

$$k_h = \alpha \cdot \beta \cdot a_{\max} / g = 0,50 \cdot 0,70 \cdot 0,3 = 0,105$$

Dove:

α : coefficiente che tiene conto della deformabilità dei terreni interagenti con l'opera (par.7.11.6.3.1 Norme Tecniche per le Costruzioni);

β : coefficiente funzione della capacità dell'opera di subire spostamenti senza cadute di resistenza (par.7.11.6.3.1 Norme Tecniche per le Costruzioni);

In via conservativa è stato considerato anche il contributo dovuto al sisma verticale adottando:

$$k_v = \pm 0,5 k_h = \pm 0,0525$$

Nel modello di calcolo è stata considerata anche in fase sismica una altezza totale spingente pari a 7,60 m a partire da estradosso paraghiaia.

9.2.5 Azioni trasmesse dall' impalcato

Si riportano di seguito le azioni trasmesse dall' isolatore della trave longitudinale più sollecitata. Le azioni sono riferite alla quota di intradosso trave.

	N (kN)	T longitudinale (kN)	T trasversale associato (kN)
Pesi Strutturali	131	0	0
Permanenti Portati	242	0	0
Traffico	320	0	0
Frenatura	0	13	0
Ritiro	0	3	0
DT	0	14	0
Vento	7	4	17
Sisma SLV Longitudinale principale	16	54	28

L'interasse tra le travi è pari a 1,20 m.

Di conseguenza le azioni per metro di sviluppo di spalla valgono:

	N (kN)	T longitudinale (kN)	T trasversale associato (kN)
Pesi Strutturali	109,2	0,0	0,0
Permanenti Portati	201,7	0,0	0,0
Traffico	266,7	0,0	0,0
Frenatura	0,0	10,8	0,0
Ritiro	0,0	2,5	0,0
DT	0,0	11,7	0,0
Vento	5,8	3,3	14,2
Sisma SLV Longitudinale principale	13,3	45,0	23,3

9.3 MODELLO DI CALCOLO

Il calcolo delle sollecitazioni è stato condotto mediante analisi numeriche agli elementi finiti implementate per mezzo del codice di calcolo PLAXIS, che consente di studiare problemi in condizioni di deformazione piana, simulando la storia tensionale del terreno e delle strutture con esso interagenti nelle diverse fasi di realizzazione e di esercizio.

Nell'analisi il paraghiaia, la platea di fondazione e la fila anteriore di pali sono stati modellati come elementi 'plate' caratterizzati sia da rigidità assiale che flessionale. In particolare, il codice di calcolo 'PLAXIS' chiede di assegnare i valori di rigidità assiale e flessionale "EA" ed "EI" di siffatti elementi, nonché il peso "w" della sezione, per metro di sviluppo.

Nell'analisi la fila posteriore di pali è stata modellata come elemento 'embedded beam row' caratterizzato sia da rigidità assiale che flessionale. In particolare, il codice di calcolo 'PLAXIS' chiede di assegnare la tipologia di palo, il modulo elastico del materiale, il peso specifico del materiale, il diametro e l'interasse dei pali.

Nella fattispecie gli elementi 'plate' sono stati caratterizzati come segue:

Tabella 9.1 – Caratteristiche degli elementi tipo 'plate'.

no.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]
1	Paraghiaia (sp 0,60 m)	18,60E6	558,0E3	15,0	0,20
2	Platea (sp 1,50 m)	46,50E6	8,719E6	37,5	0,20
3	Pali anteriori (φ 1,20 m int 1,55 m)	22,62E6	2,036E6	18,24	0,20

Gli elementi 'embedded beam row' sono stati caratterizzati come segue:

Tabella 9.2 – Caratteristiche degli elementi tipo 'embedded beam row'.

no.	Identification	E [kN/m ²]	γ [kN/m ³]	Type [-]	Diameter [m]	L spacing [m]
4	Pali φ 1,20 m int. 3,10 m	31,50E6	25	Massive circular beam	1,20	3,10

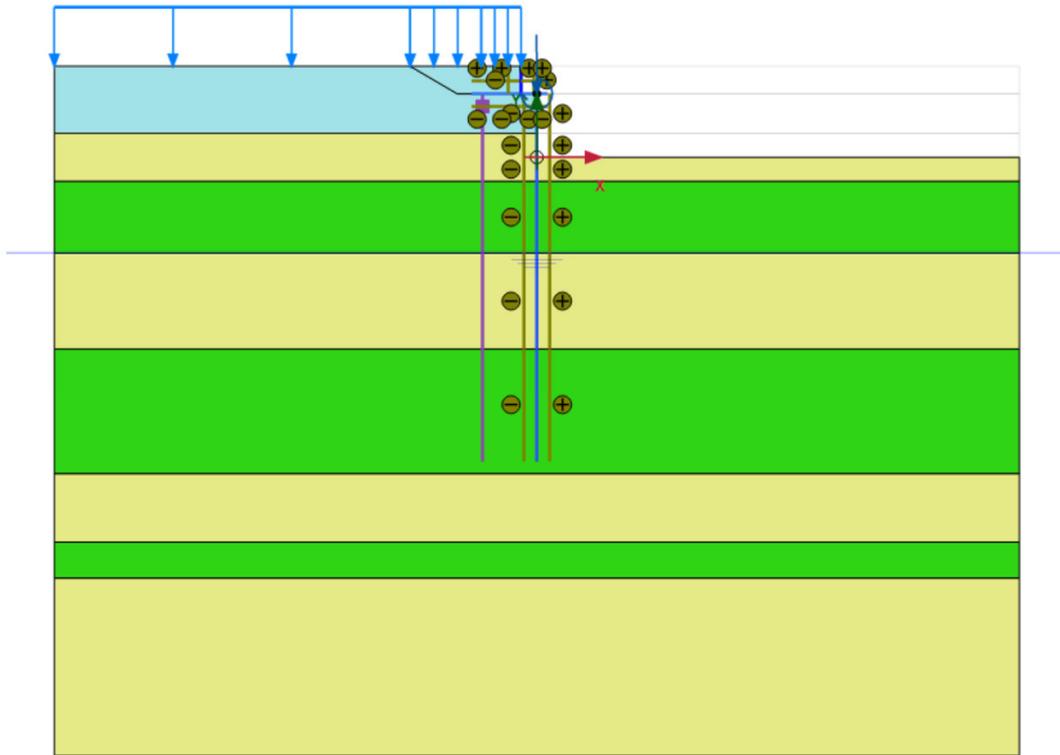
Al contatto tra gli elementi tipo 'plate' così modellati e il terreno si sono inseriti appositi elementi di interfaccia in grado di modellare l'interazione tra terreno e parete mediante il parametro:

$$R_i = \tan \delta / \tan \varphi'$$

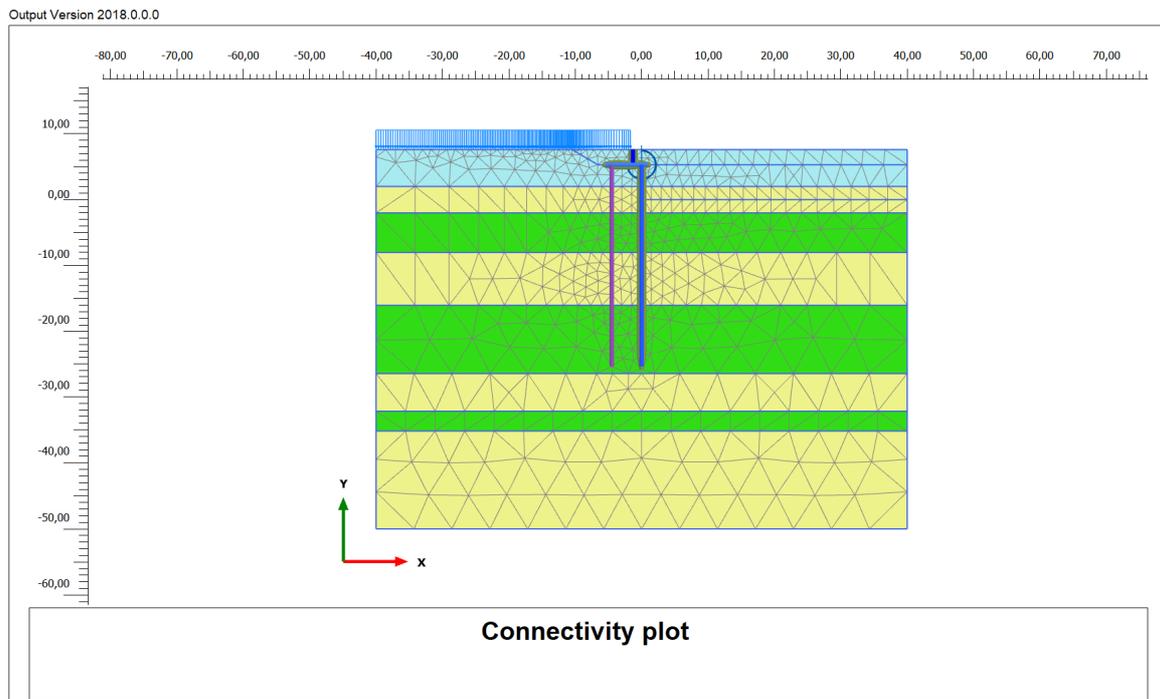
Ovviamente, lungo l'elemento di interfaccia il valore di R_i varia con l'angolo di attrito del terreno attraversato; nelle analisi R_i è stato assegnato in $2/3 \varphi'$.

Il codice consente inoltre di effettuare le verifiche in condizioni sismiche assegnando al modello le componenti di coefficiente sismico di progetto; in tal modo si è in grado di condurre un'analisi di tipo pseudo-statico. Il programma opera, nella definizione delle spinte delle terre in presenza di sisma, in maniera congruente a quanto indicato dalla Normativa sismica in vigore.

Si riporta un'immagine del modello di calcolo nella fase in cui sono stati applicati i carichi permanenti e il traffico:



Si riporta infine per completezza la mesh di calcolo:



9.4 FASI DI CALCOLO

Si riportano di seguito le fasi di calcolo analizzate. La modellazione segue le reali fasi di realizzazione dell'opera.

0. Inizializzazione dello stato di sforzo geostatico. Terreno orizzontale a quota +7.60 m.
1. Scavo per imposta platea di fondazione.
2. Realizzazione dei pali.
3. Realizzazione della platea di fondazione.
4. Realizzazione del paraghiaia.
5. Riporto del terreno da rilevato a tergo spalla.
6. Scavo fino a quota -7,60 m da estradosso paraghiaia.
7. Applicazione dei carichi strutturali e permanenti trasmessi dall'impalcato.
8. Applicazione dei carichi di fase 7 e dei carichi da ritiro trasmesso dall'impalcato.
9. Applicazione dei carichi di fase 8 e dei carichi da traffico trasmesso dall'impalcato.
10. Applicazione dei carichi di fase 9 e del sovraccarico uniforme a tergo opera.
11. Applicazione dei carichi di fase 10 e del carico da frenatura trasmesso dall'impalcato.
12. Applicazione dei carichi di fase 11 e del carico da temperatura trasmesso dall'impalcato.
13. Applicazione dei carichi di fase 12 e del carico da vento trasmesso dall'impalcato.
14. Analisi in condizioni sismiche.

Si riportano nelle figure di seguito le fasi significative 6, 7 e 10.

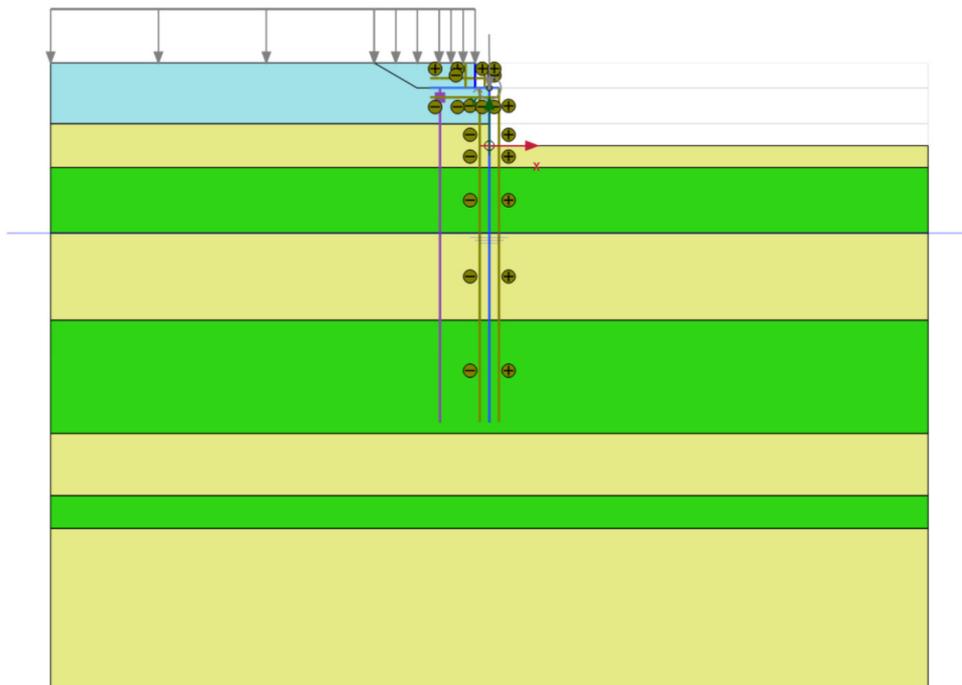


Figura 4 – Fase 6

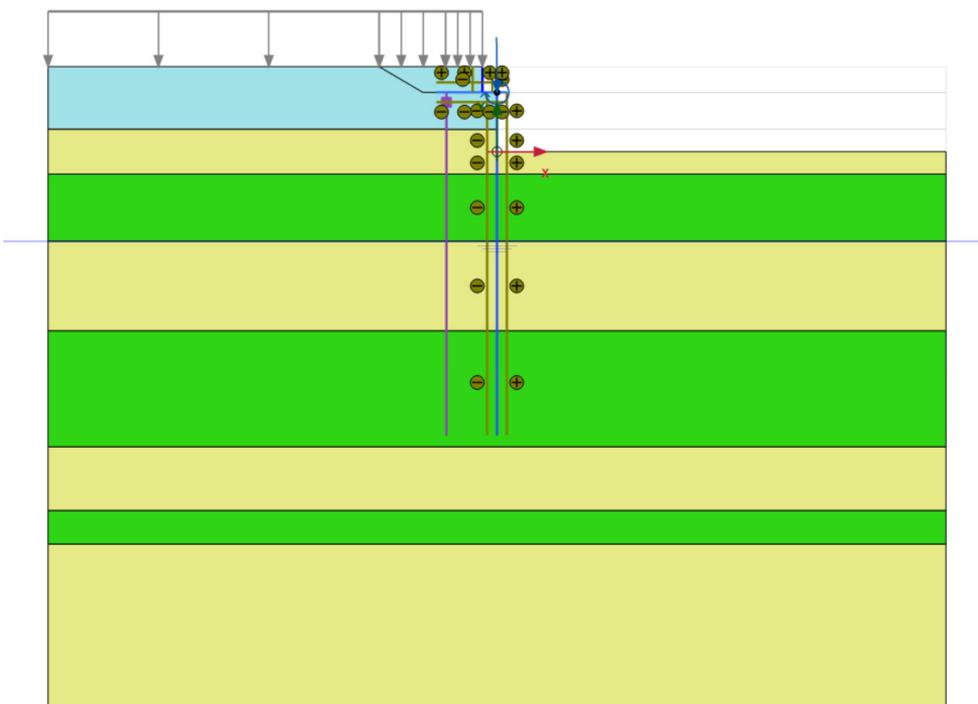


Figura 5 – Fase 7

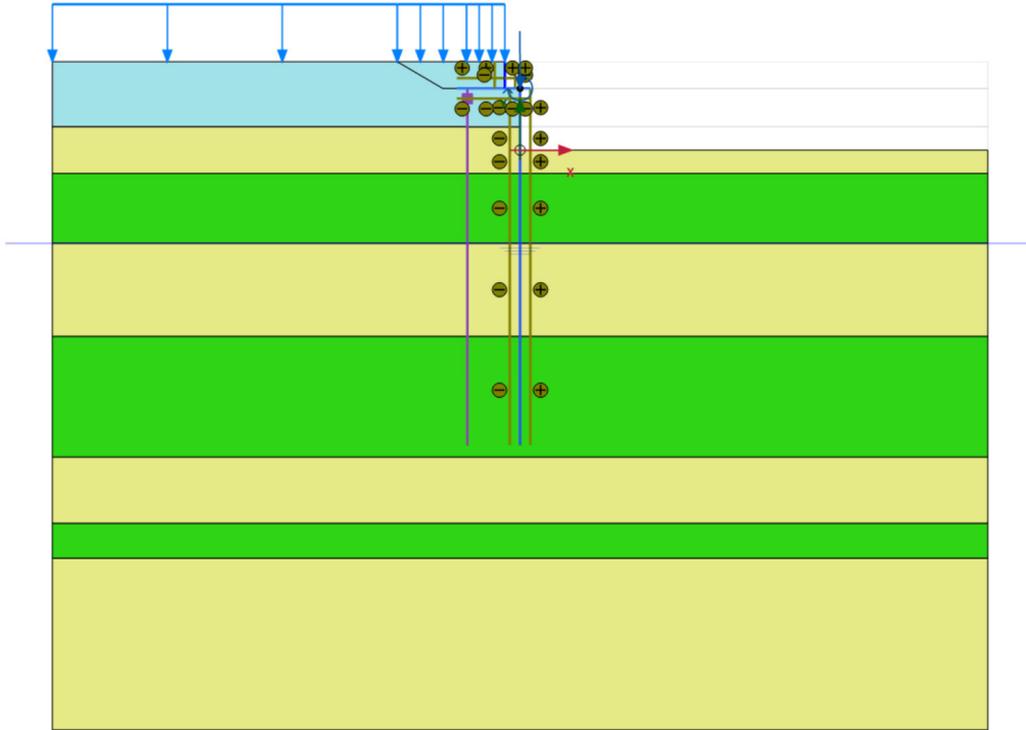


Figura 6 – Fase 10

9.5 RISULTATI DELLE ANALISI

Si riportano di seguito i valori caratteristici per metro di sviluppo di struttura delle sollecitazioni sugli elementi strutturali principali nelle fasi di calcolo significative. Sono intesi positivi gli sforzi assiali di compressione.

	PALI FRONTALI - SOLLECITAZIONI DI FASE PER METRO DI SVILUPPO		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
Fase 7 : S terra + Pesi strutt + Perm	932,2	287,0	865,7
Fase 8 : Fase 7 + Ritiro	933,8	287,3	867,2
Fase 9 : Fase 8 + Traffico	1150,0	286,5	755,9
Fase 10: Fase 9 + Sovraccarico uniforme	1204,0	291,3	833,3
Fase 11 : Fase 10 + Frenatura	1211,0	293,5	844,5
Fase 12 : Fase 11 + DT	1219,0	295,9	857,8
Fase 13 : Fase 12 + Vento	1226,0	296,5	859,1
Fase 14 : Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	1083,0	349,7	1186,0

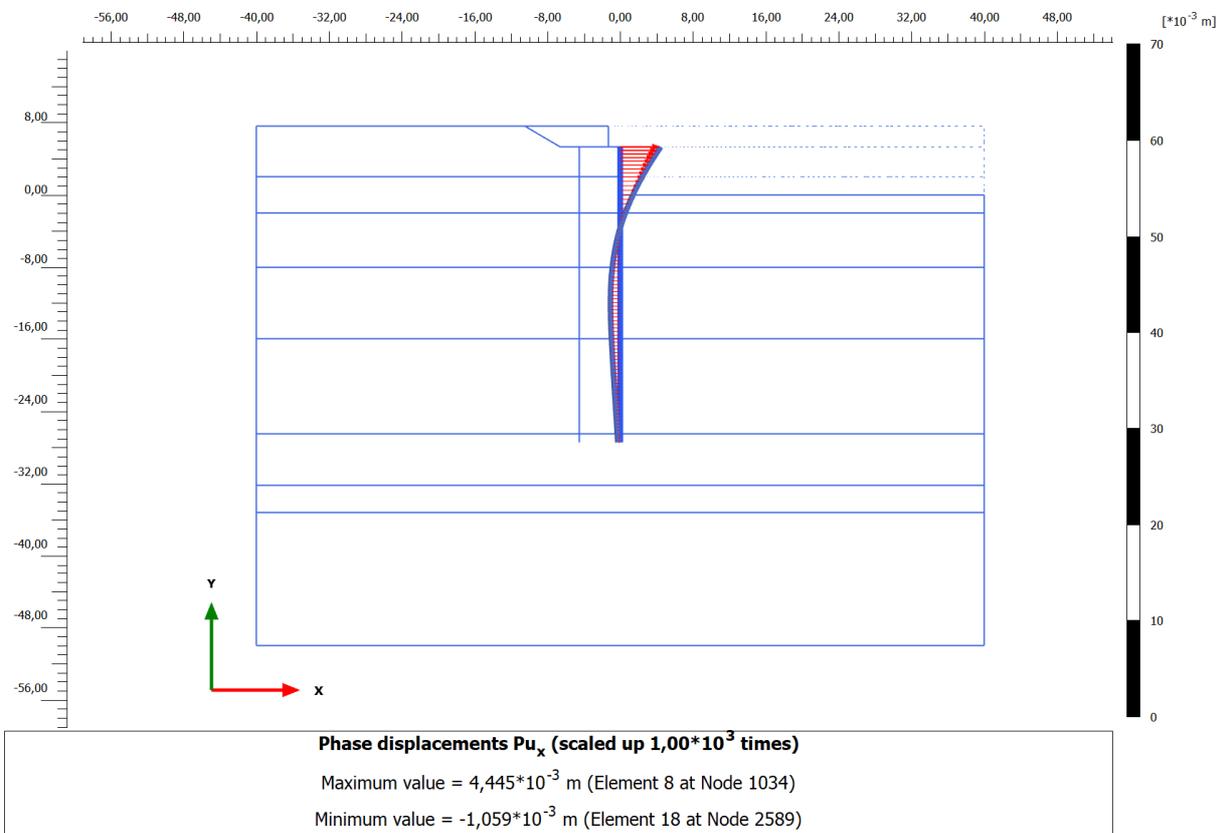
	PALI RETROSTANTI - SOLLECITAZIONI DI FASE PER METRO DI SVILUPPO		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
Fase 7 : S terra + Pesi strutt + Perm	10,0	44,6	415,0
Fase 8 : Fase 7 + Ritiro	8,0	44,8	416,1
Fase 9 : Fase 8 + Traffico	49,0	40,5	339,5
Fase 10: Fase 9 + Sovraccarico uniforme	95,0	47,3	358,2
Fase 11 : Fase 10 + Frenatura	86,5	50,8	364,7
Fase 12 : Fase 11 + DT	77,6	54,8	372,2
Fase 13 : Fase 12 + Vento	76,1	55,9	372,7
Fase 14 : Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	-80,0	75,8	454,2

	PLATEA - SOLLECITAZIONI DI FASE PER METRO DI SVILUPPO		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
Fase 7 : S terra + Pesi strutt + Perm	-38,2	441,8	874,2
Fase 8 : Fase 7 + Ritiro	-39,2	443,3	879,4
Fase 9 : Fase 8 + Traffico	-36,0	399,9	764,1
Fase 10: Fase 9 + Sovraccarico uniforme	-40,2	446,5	850,8
Fase 11 : Fase 10 + Frenatura	-44,2	453,3	875,7
Fase 12 : Fase 11 + DT	-48,7	461,0	903,0
Fase 13 : Fase 12 + Vento	-50,0	462,2	908,3
Fase 14 : Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	-67,0	548,1	1259,0

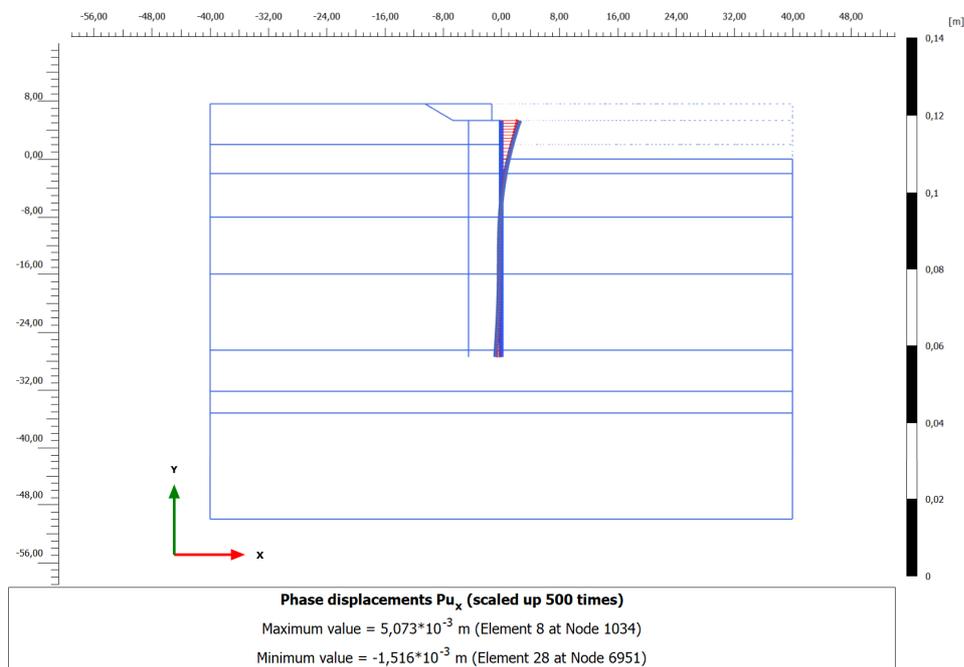
	PARAGHIAIA - SOLLECITAZIONI DI FASE PER METRO DI SVILUPPO		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
Fase 7 : S terra + Pesi strutt + Perm	34,5	16,3	11,7
Fase 10: Fase 9 + Sovraccarico uniforme	34,5	25,8	22,0
Fase 14 : Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	28,5	29,7	30,4

Si riportano inoltre gli spostamenti orizzontali di fase dei pali frontali nelle fasi significative.

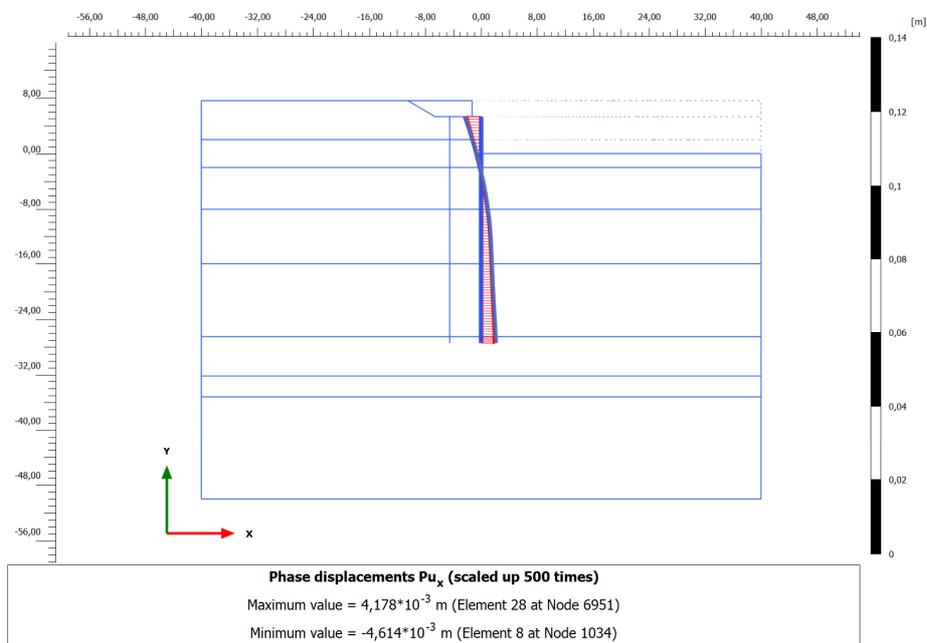
Fase 7



Fase 9



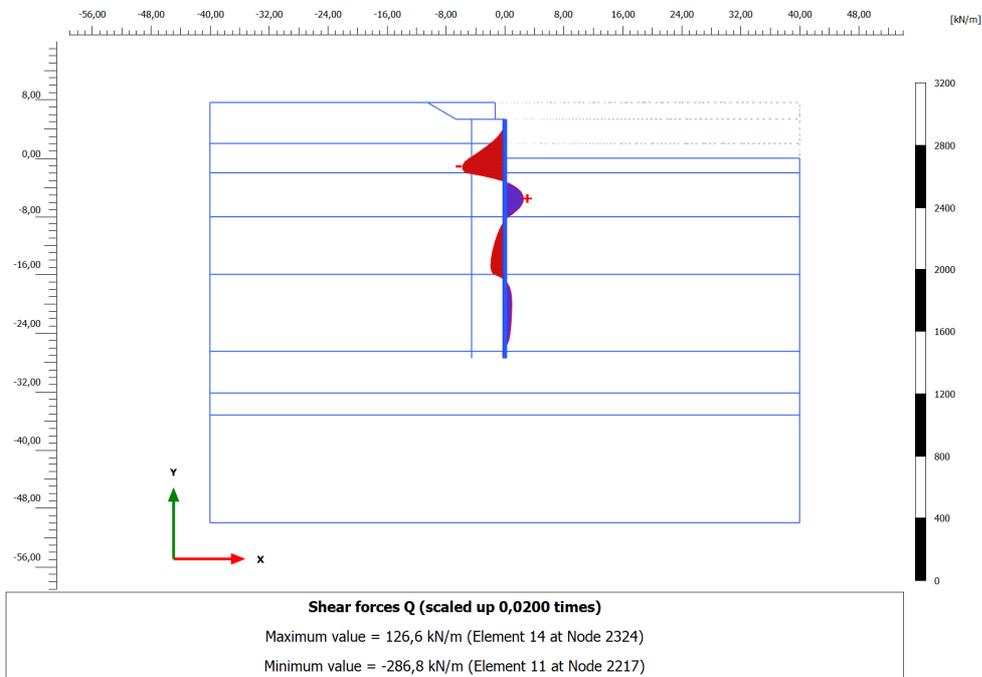
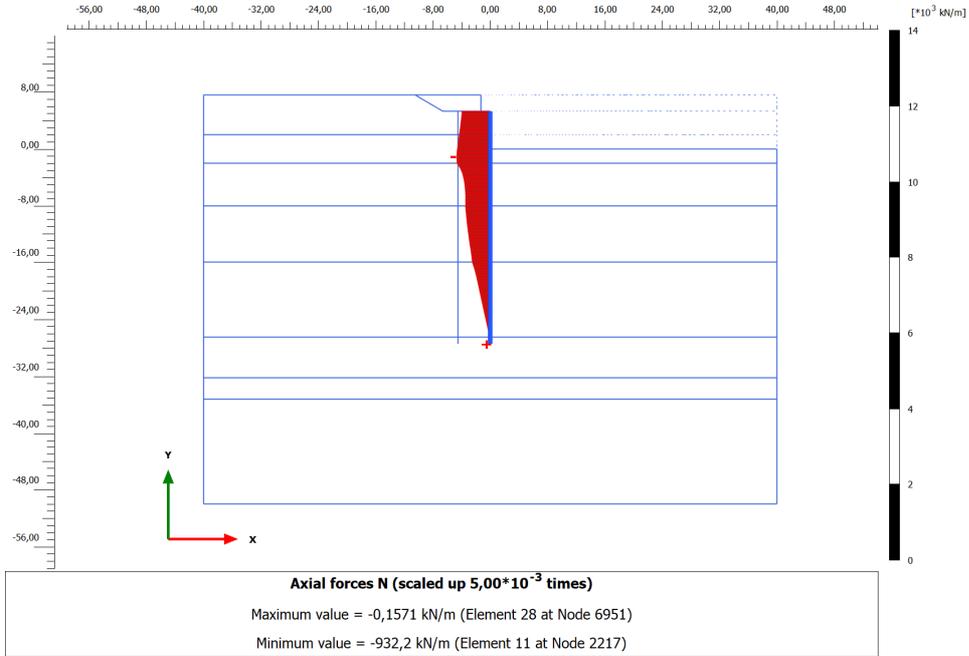
Fase 10

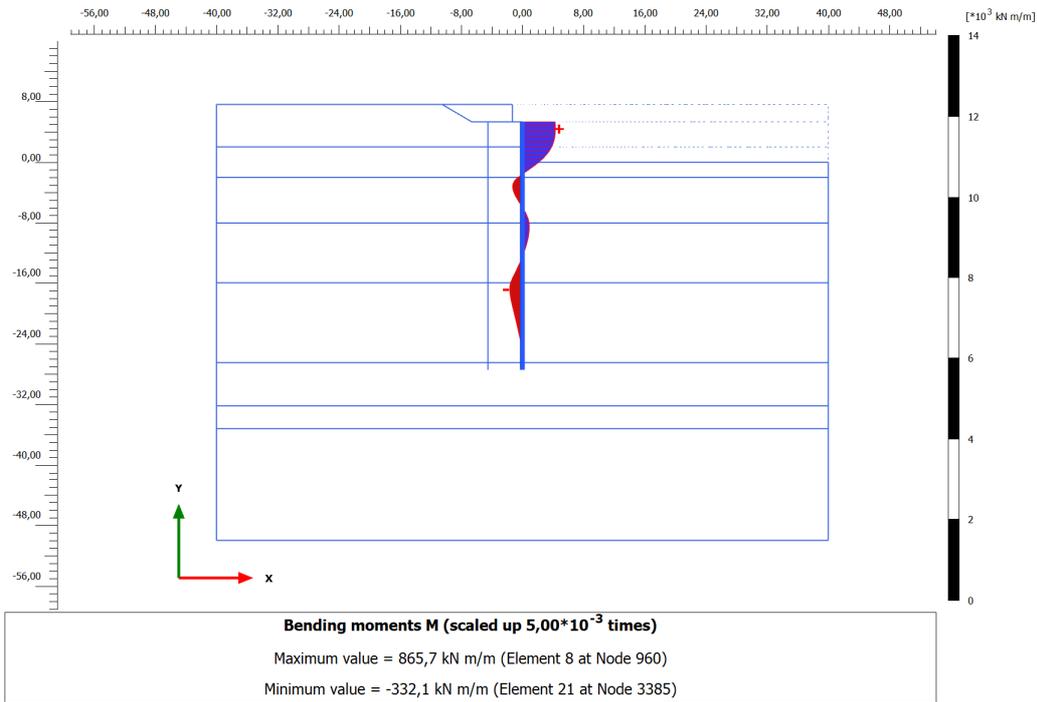


Si riportano nei paragrafi di seguito le immagini dell'andamento delle sollecitazioni sugli elementi strutturali principali nelle fasi di calcolo significative.

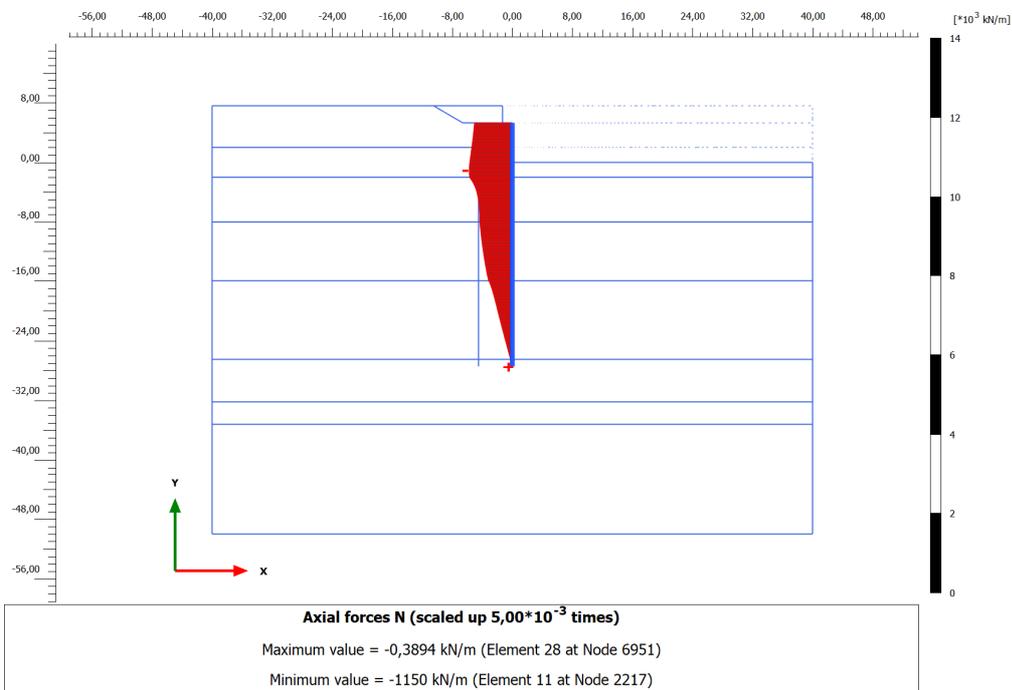
9.5.1 Pali di fondazione – fila anteriore

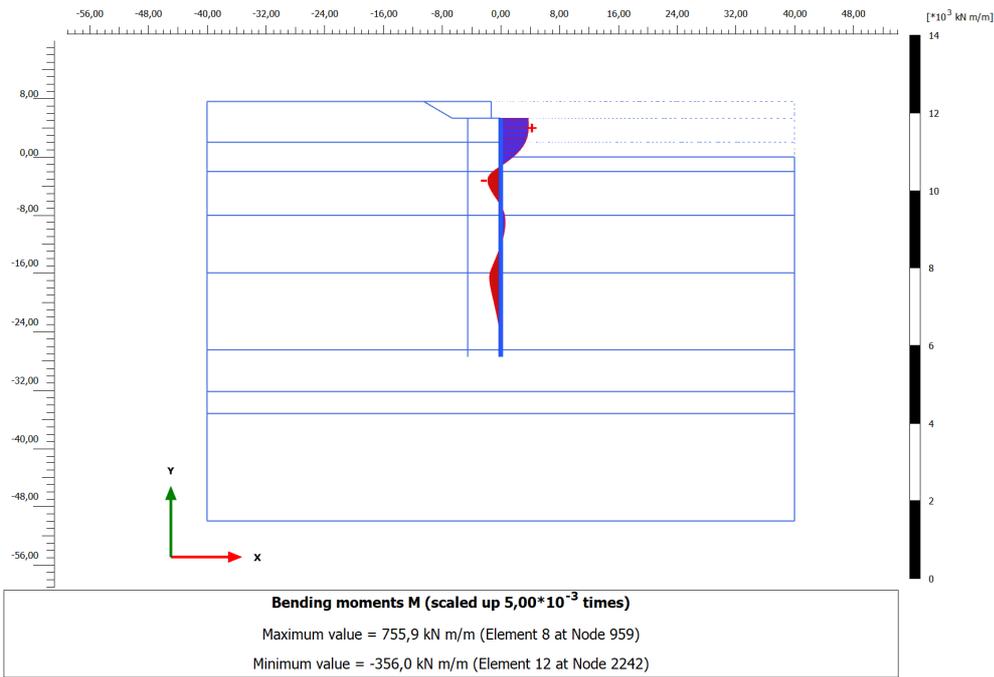
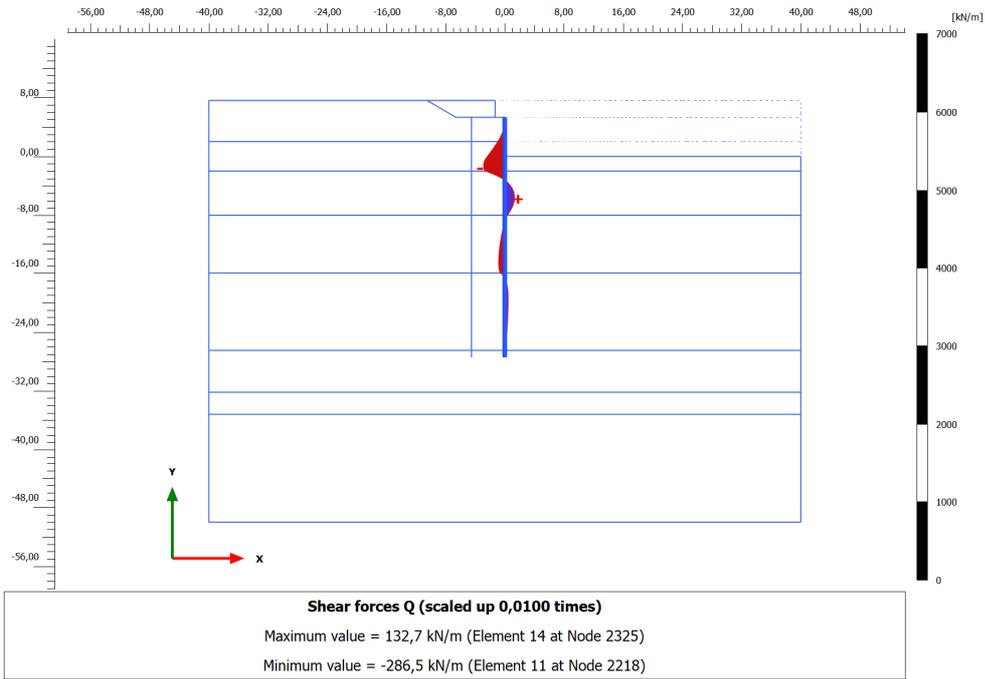
Fase 7



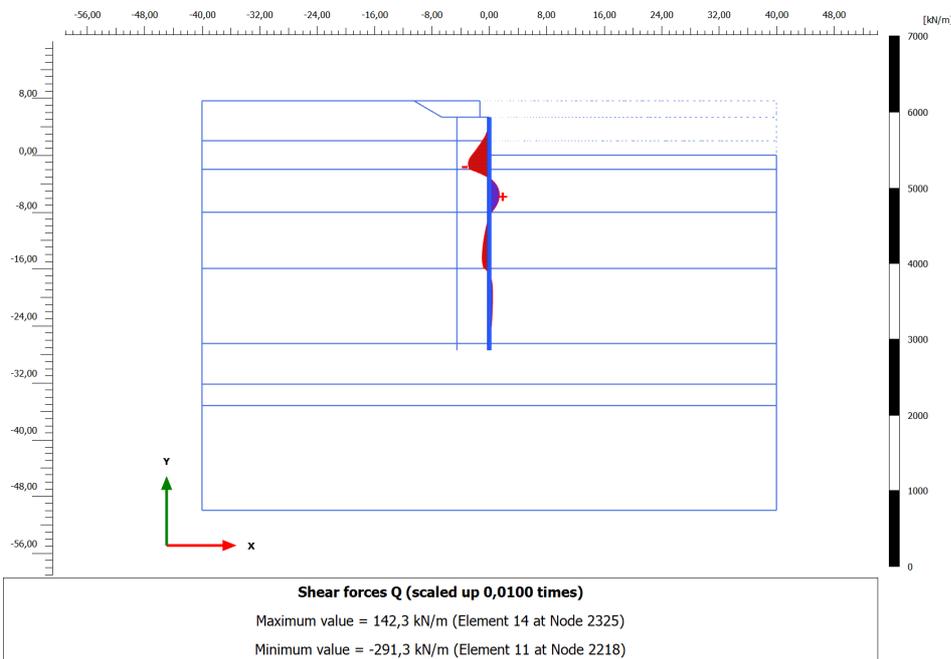
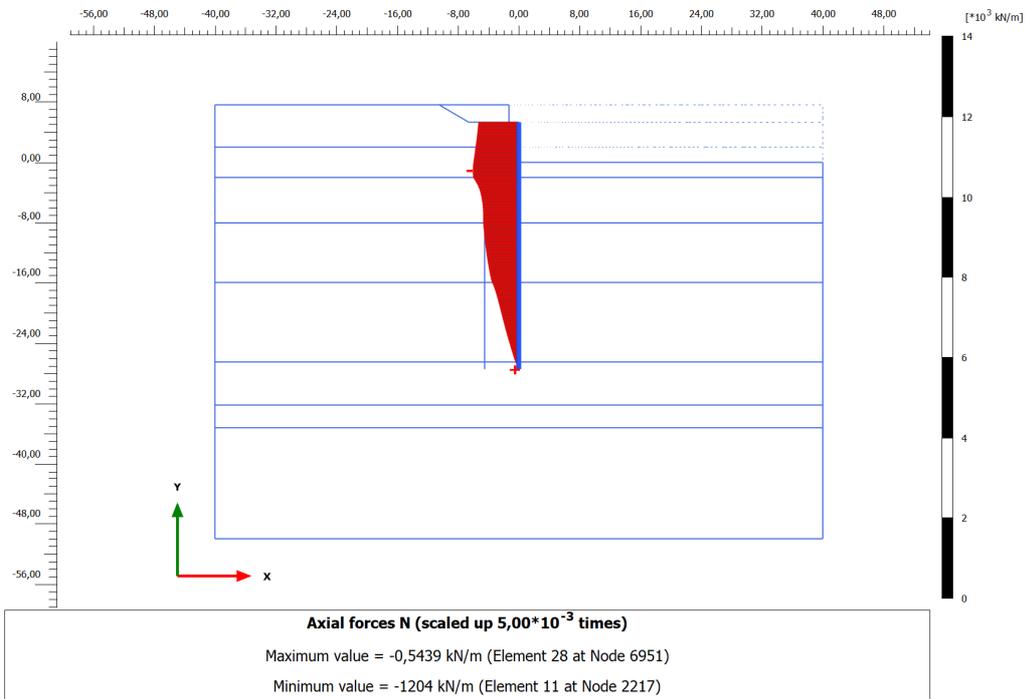


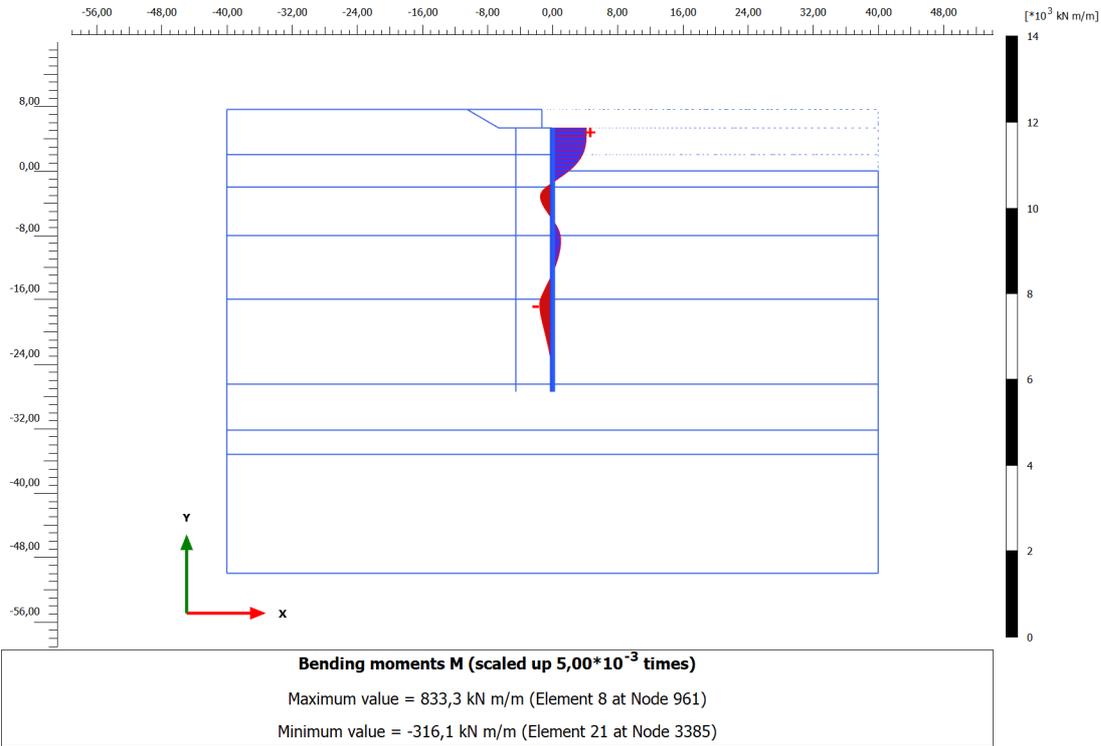
Fase 9



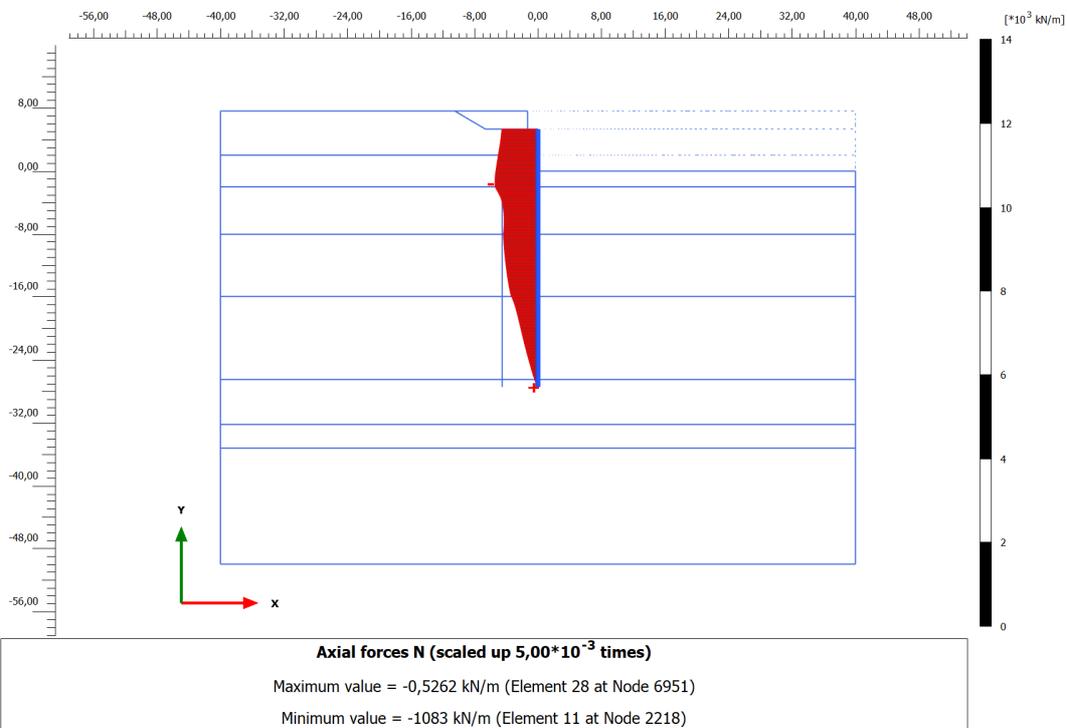


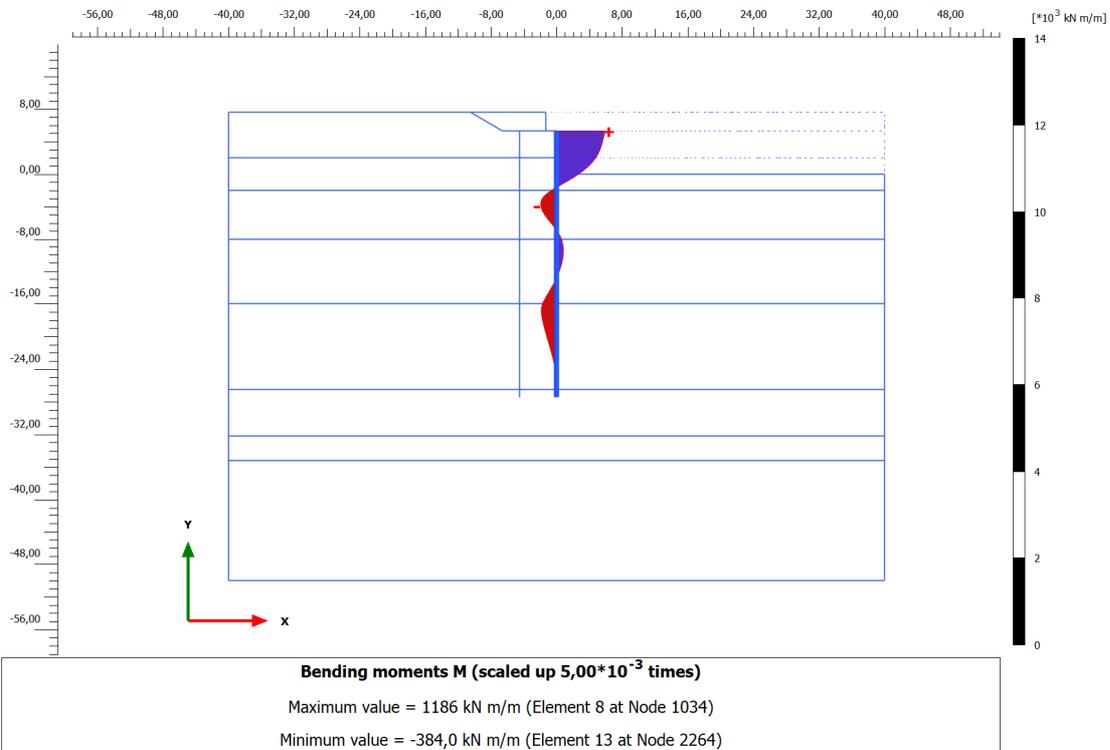
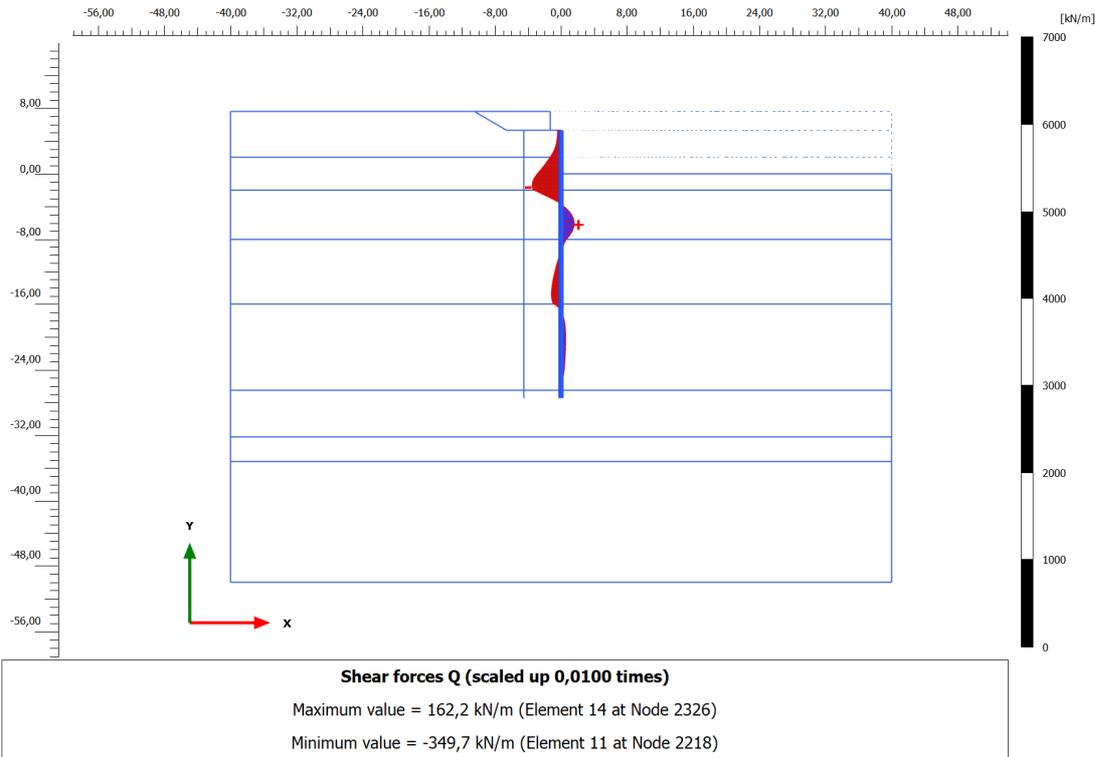
Fase 10





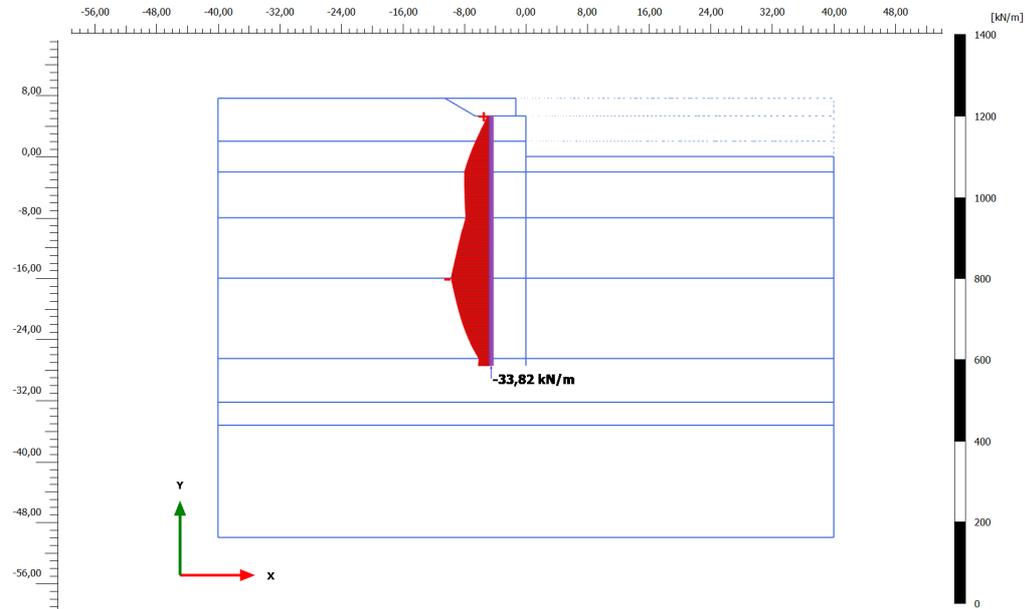
Fase 14





9.5.2 Pali di fondazione – fila posteriore

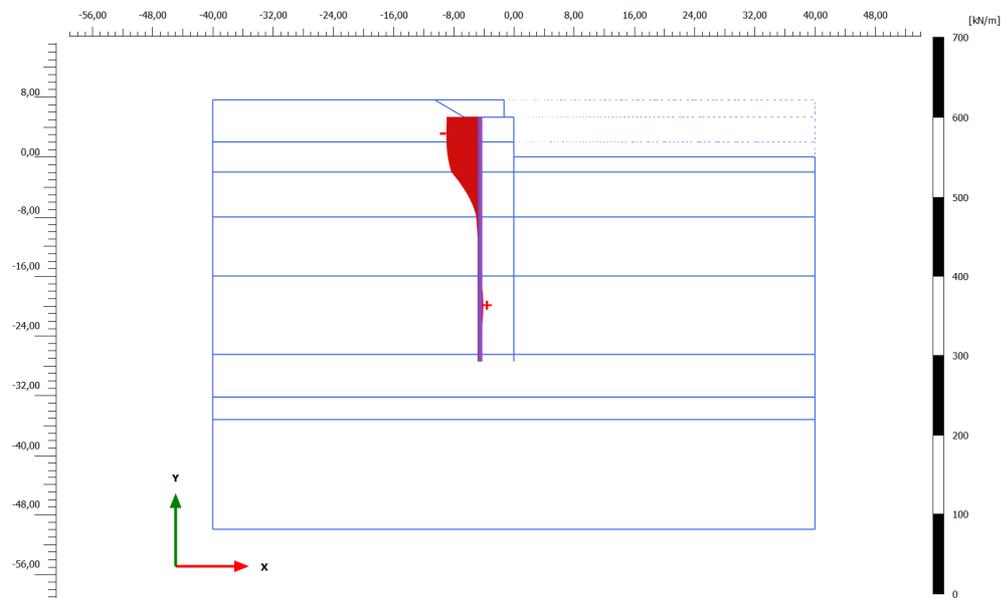
Fase 7



Axial forces N (scaled up 0,0500 times)

Maximum value = -9,969 kN/m (Element 1 at Node 8975)

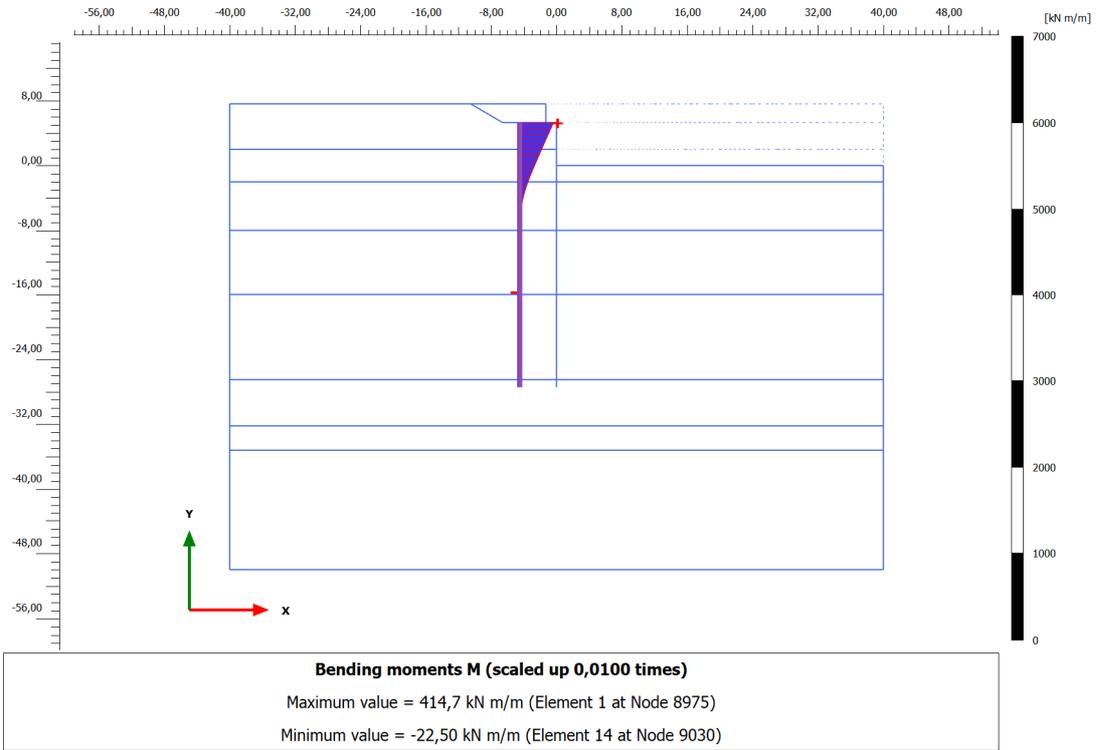
Minimum value = -104,4 kN/m (Element 14 at Node 9031)



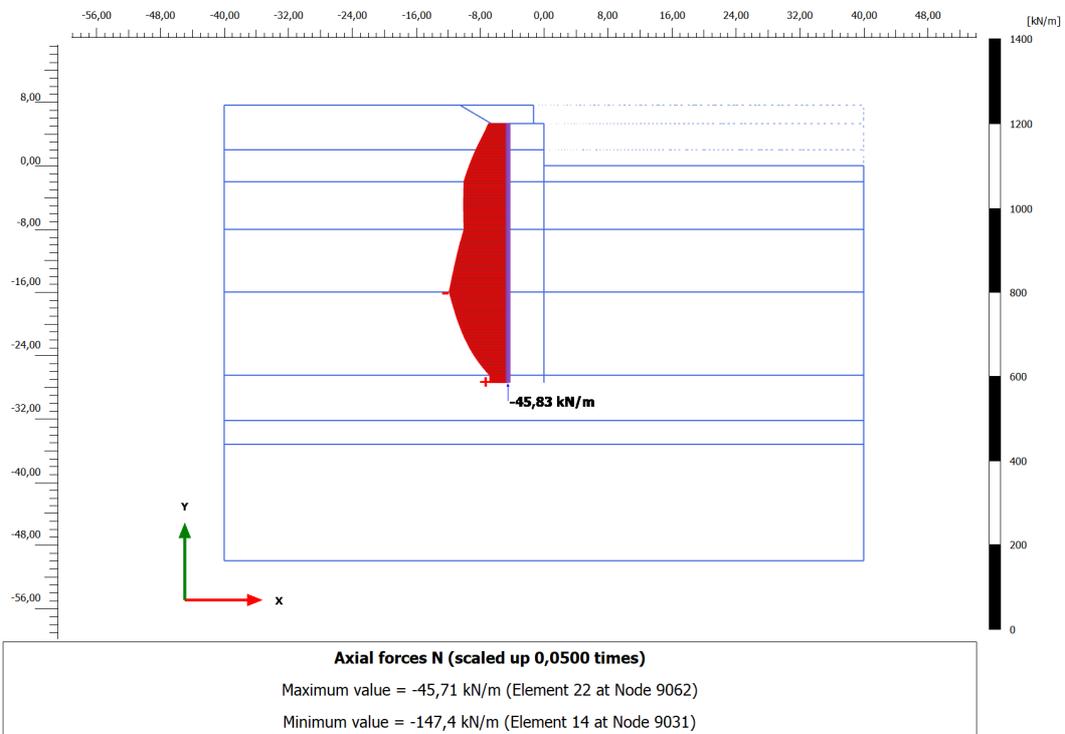
Shear forces Q (scaled up 0,100 times)

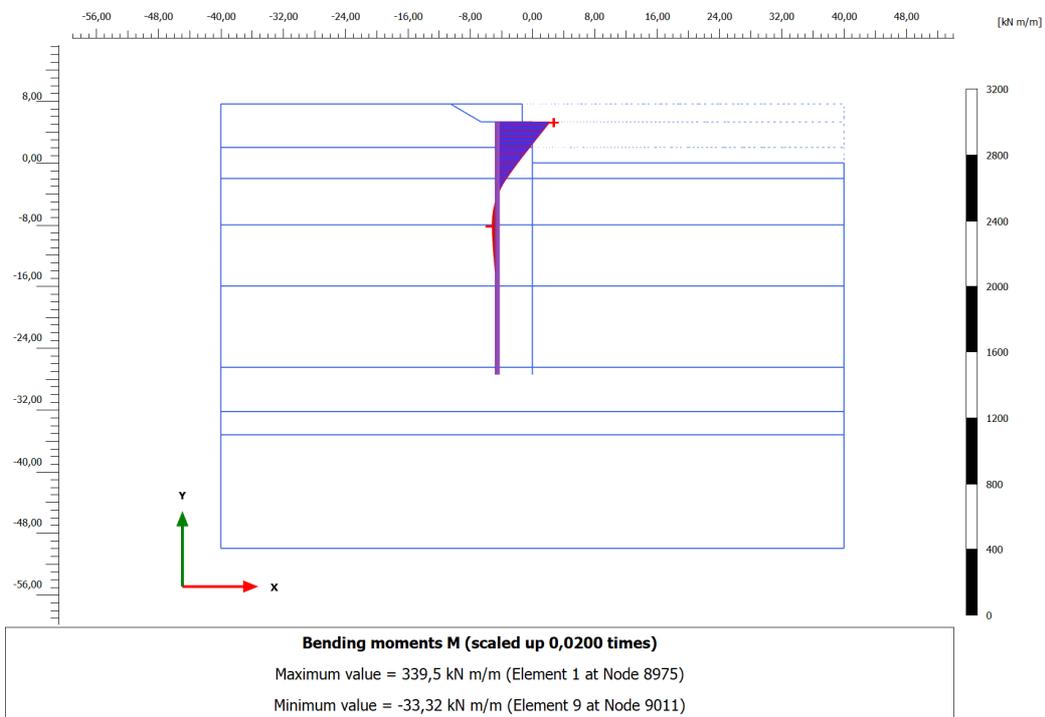
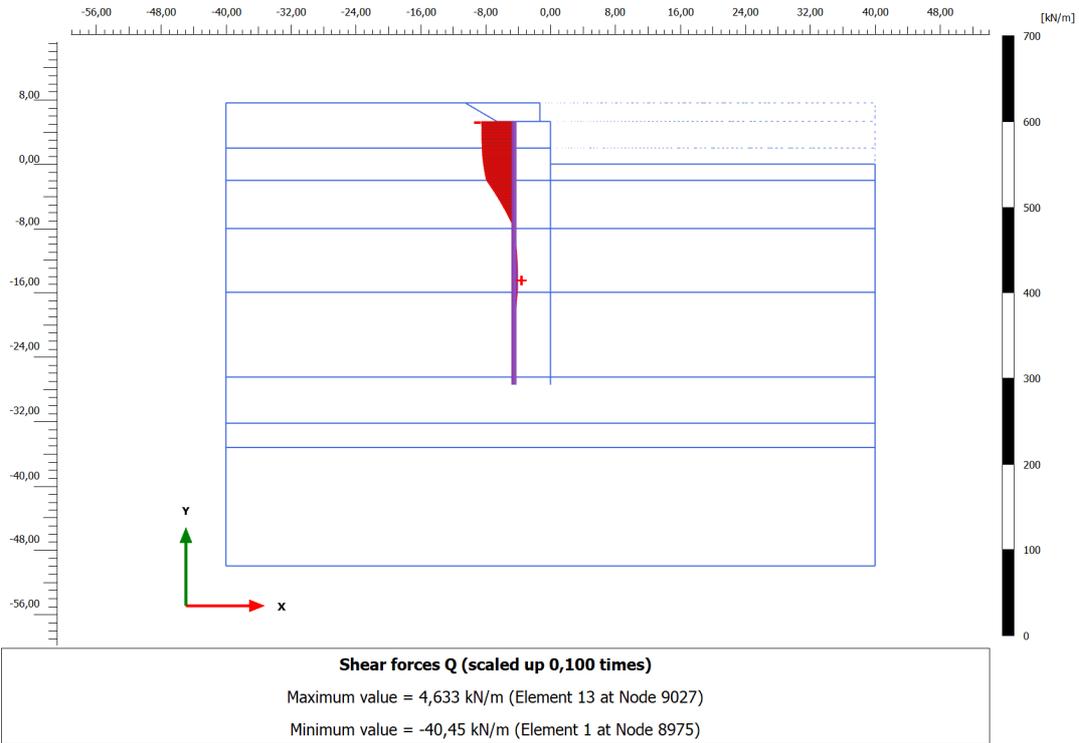
Maximum value = 4,093 kN/m (Element 17 at Node 9041)

Minimum value = -44,32 kN/m (Element 2 at Node 8980)

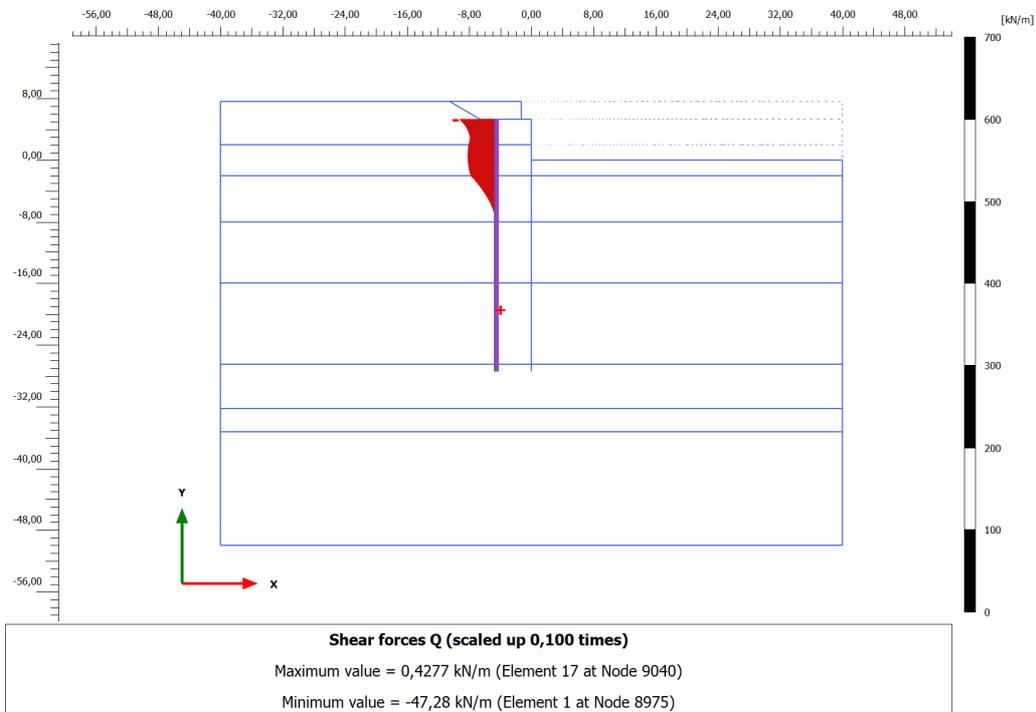
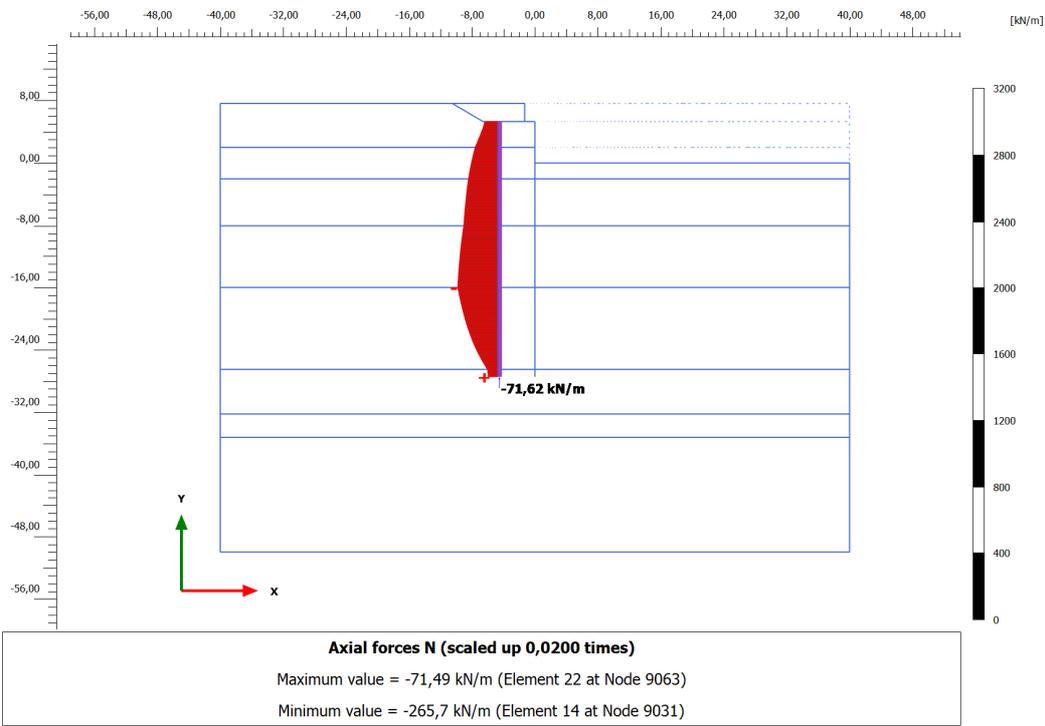


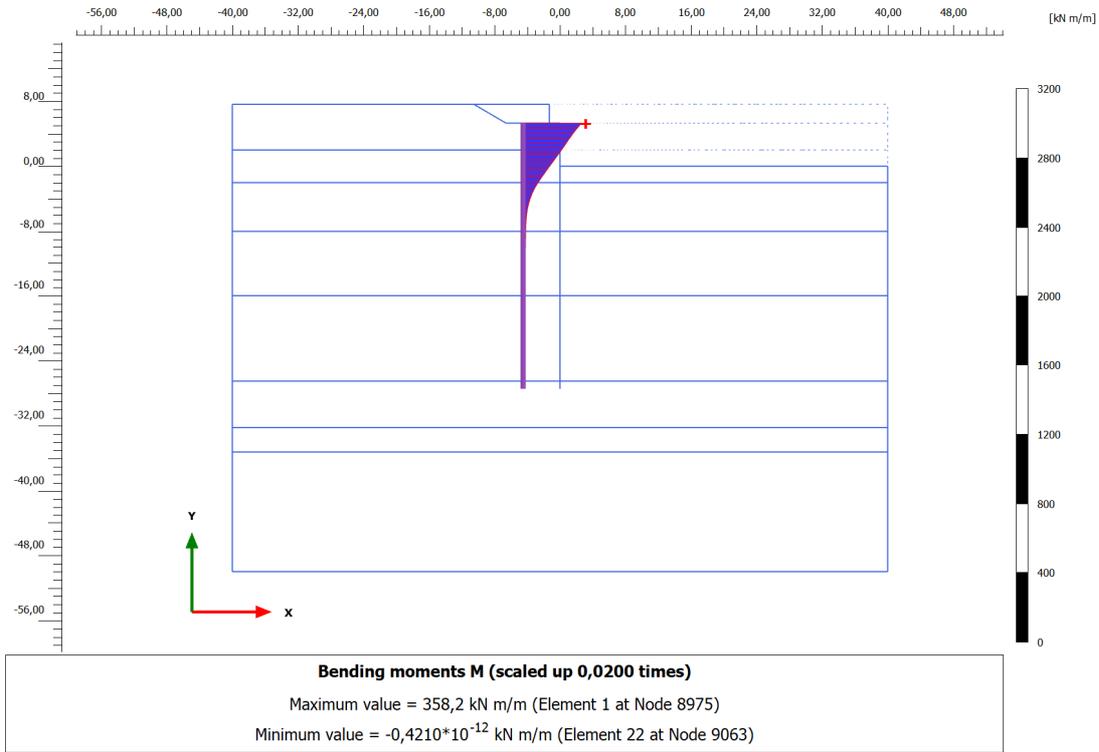
Fase 9



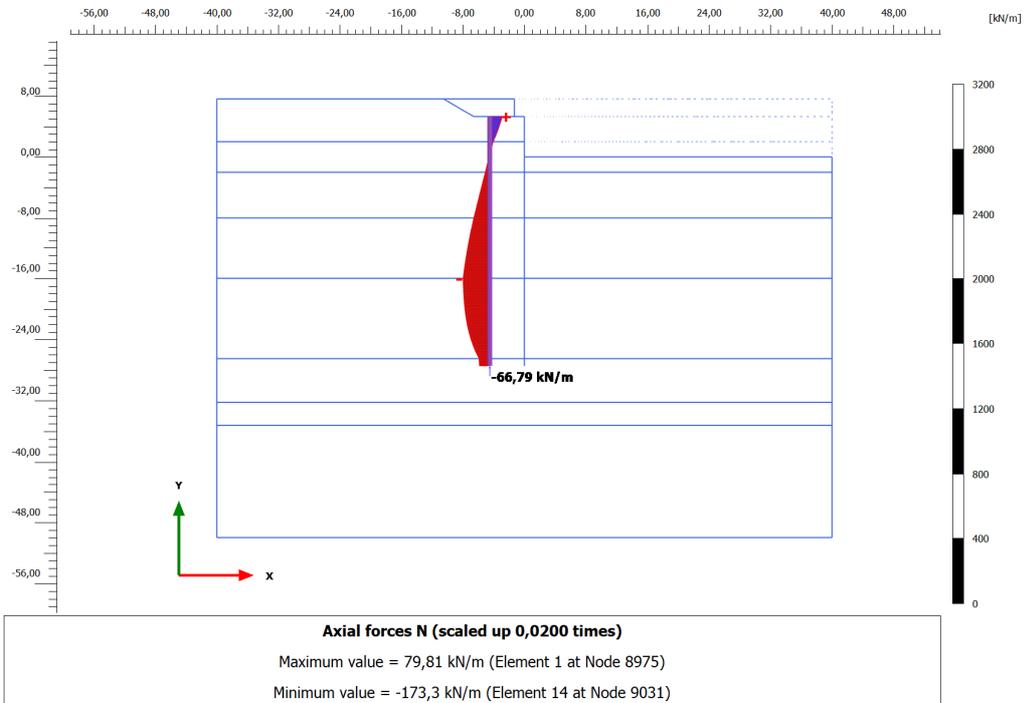


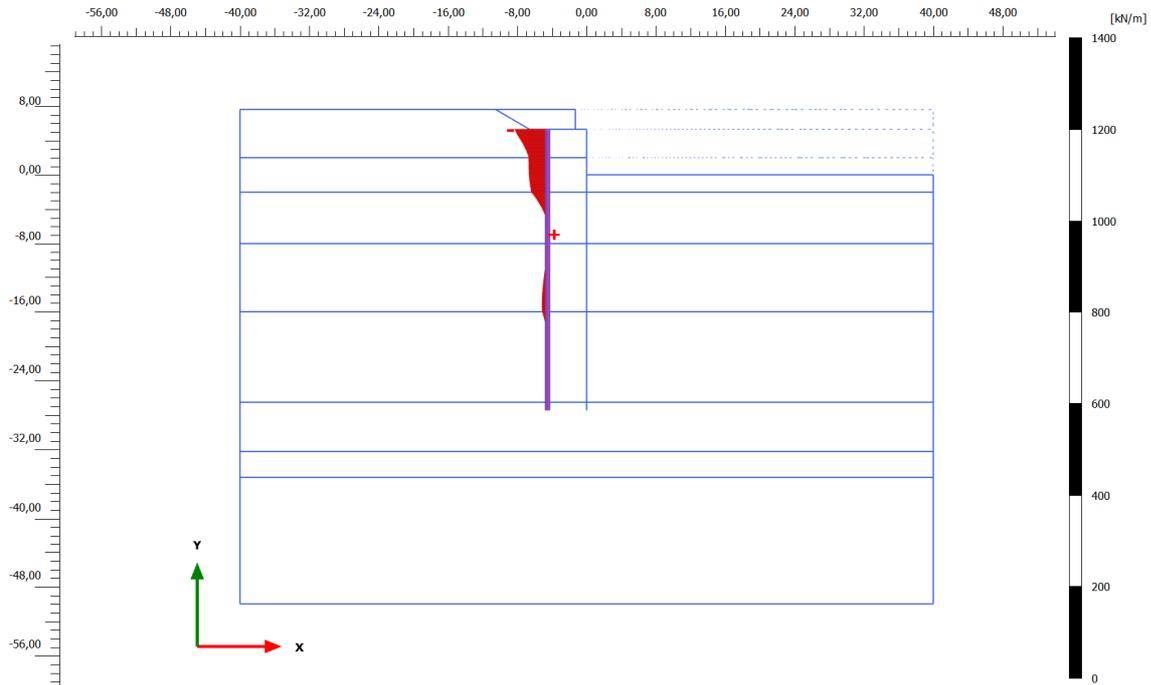
Fase 10





Fase 14

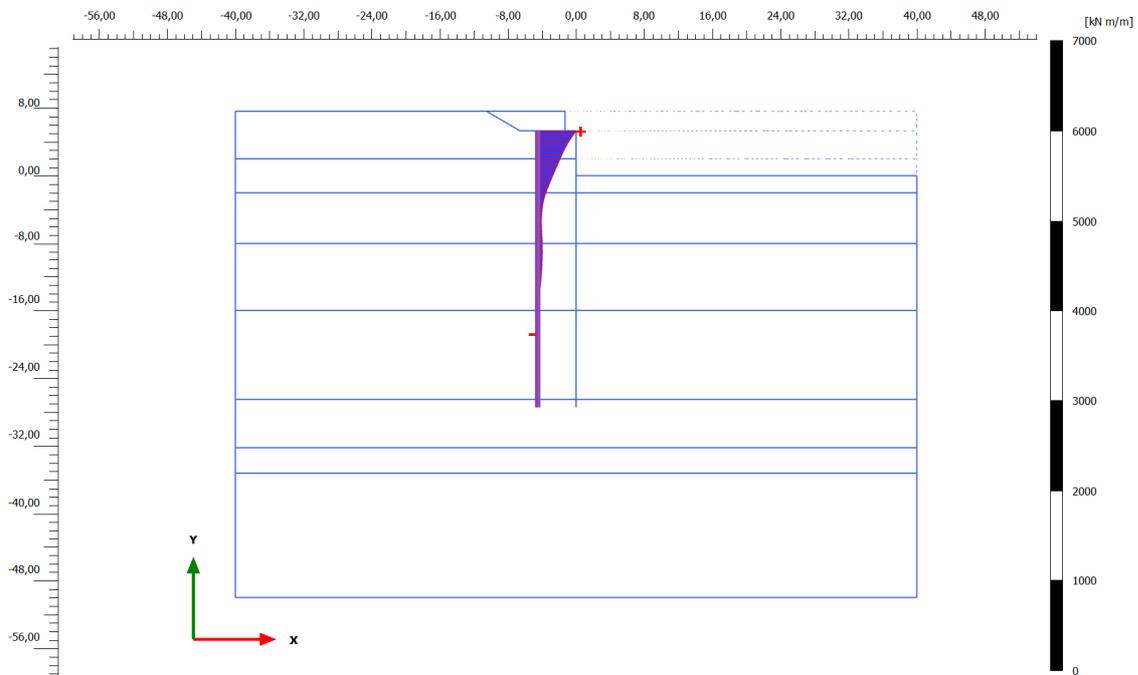




Shear forces Q (scaled up 0,0500 times)

Maximum value = 4,856 kN/m (Element 9 at Node 9008)

Minimum value = -75,71 kN/m (Element 1 at Node 8975)



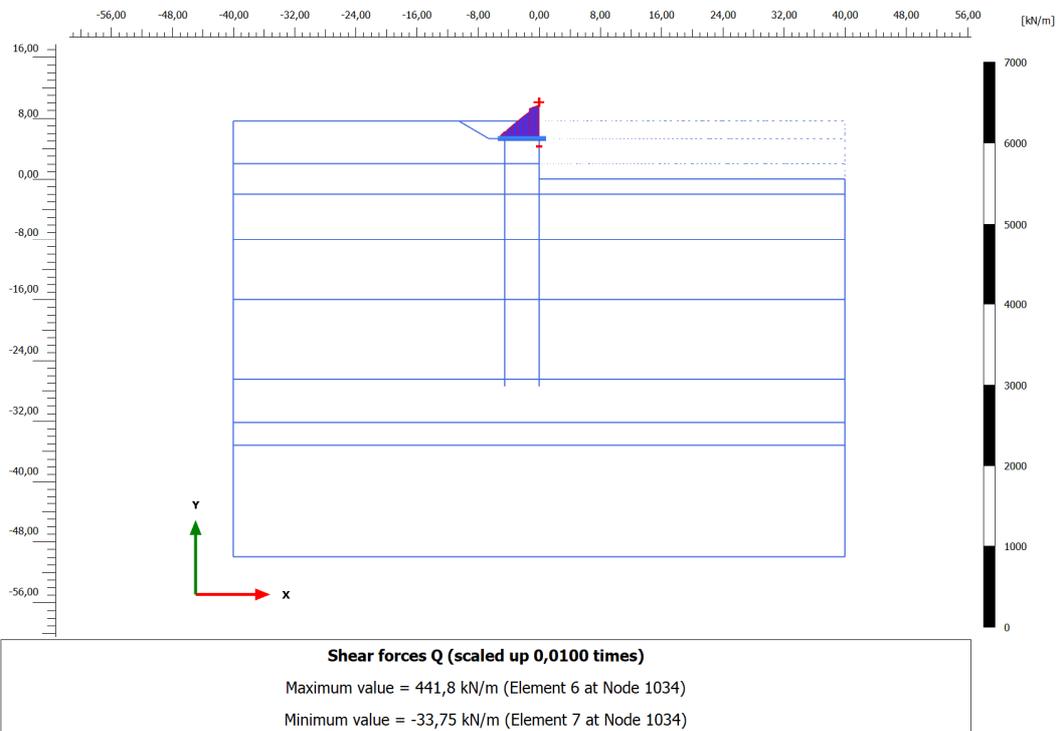
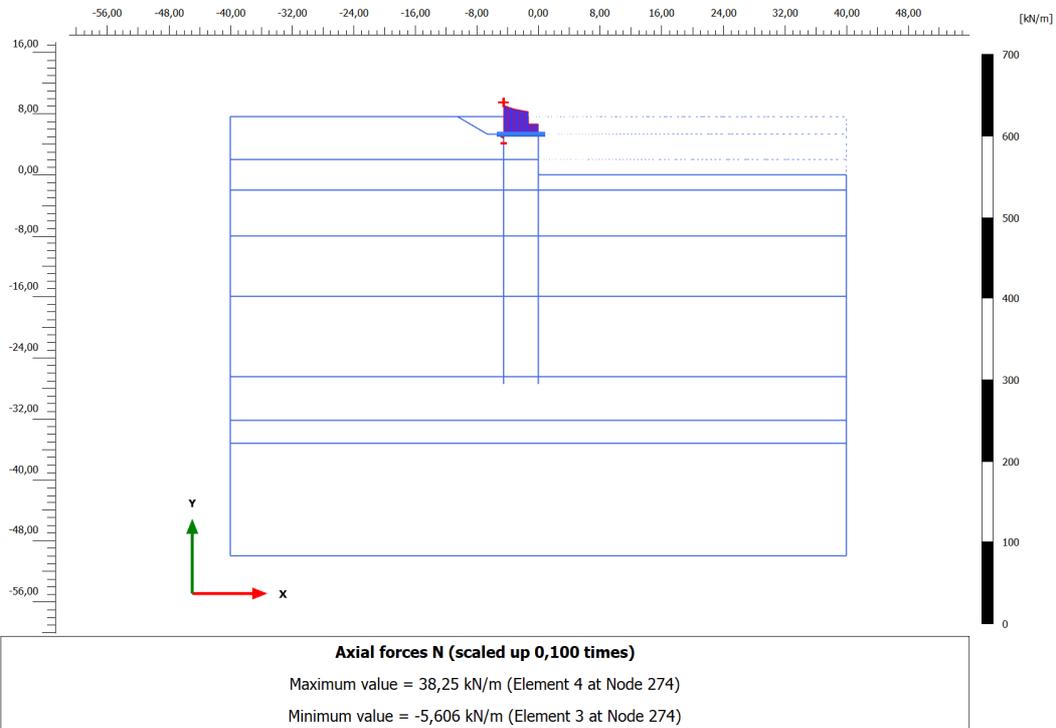
Bending moments M (scaled up 0,0100 times)

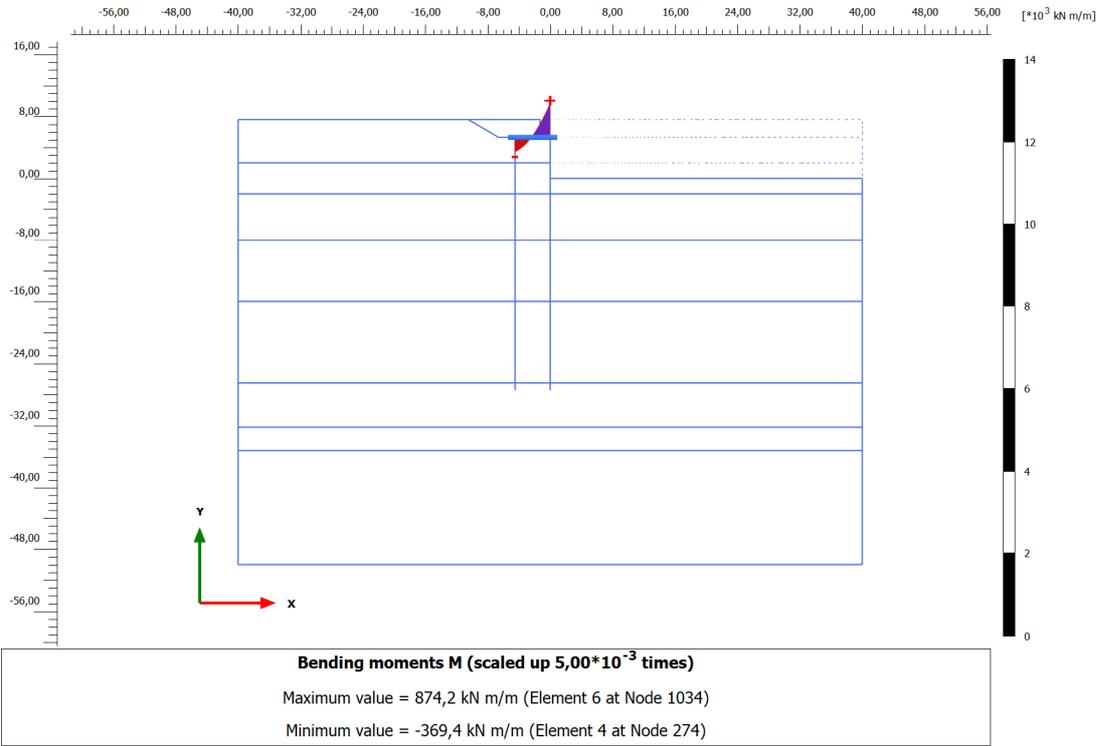
Maximum value = 454,2 kN m/m (Element 1 at Node 8975)

Minimum value = -15,99 kN m/m (Element 16 at Node 9038)

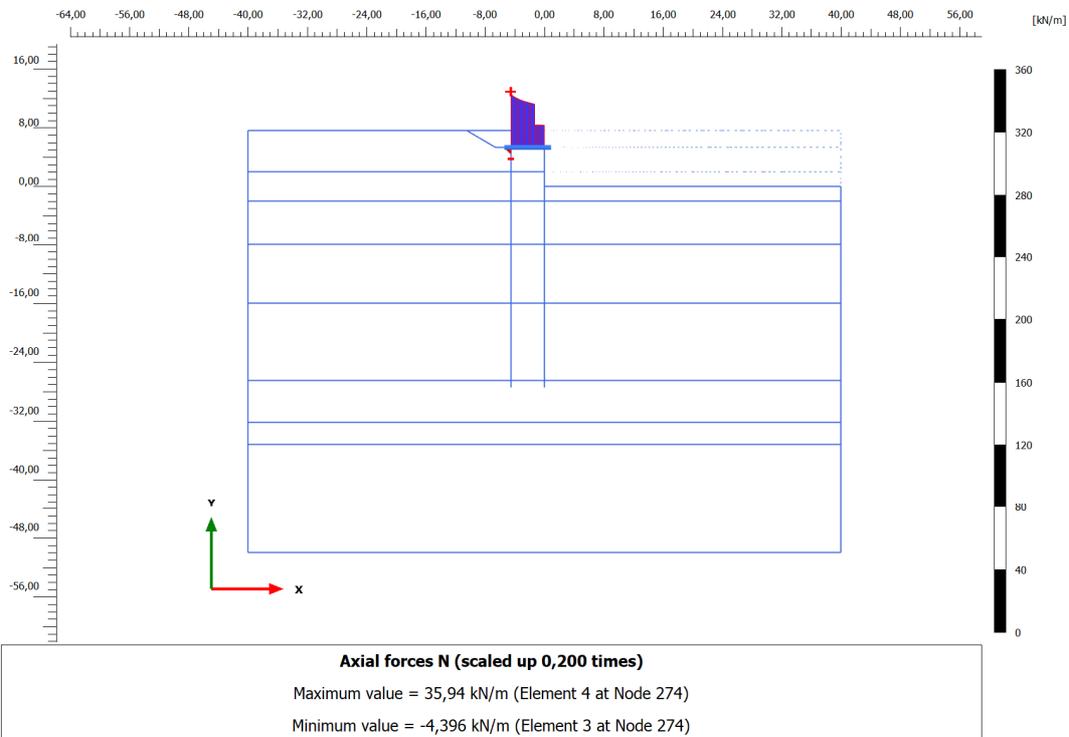
9.5.3 Platea di fondazione

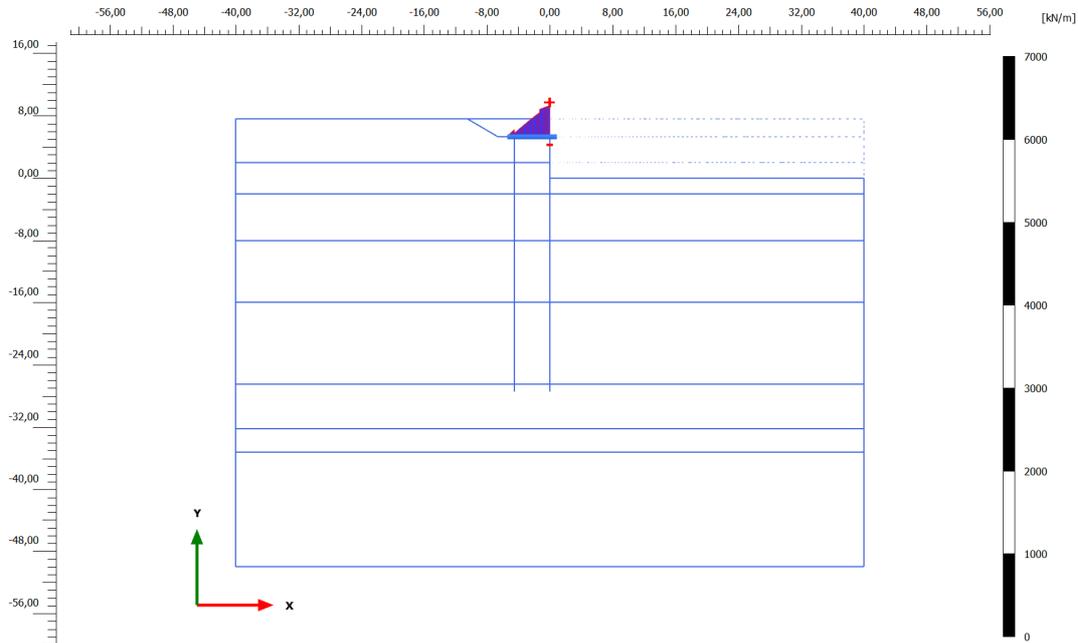
Fase 7





Fase 9

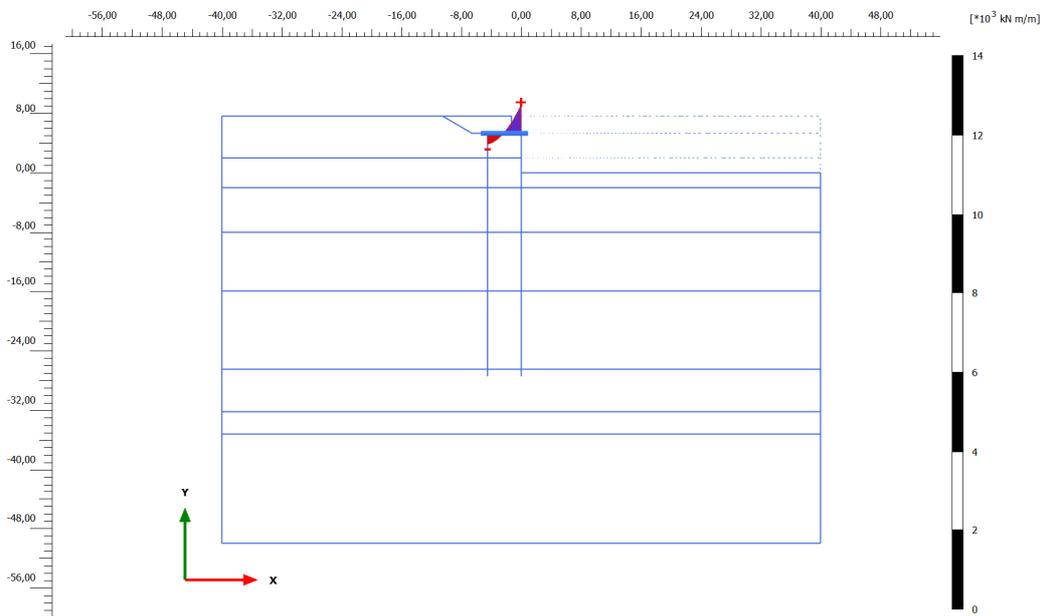




Shear forces Q (scaled up 0,0100 times)

Maximum value = 399,9 kN/m (Element 6 at Node 1034)

Minimum value = -33,75 kN/m (Element 7 at Node 1034)

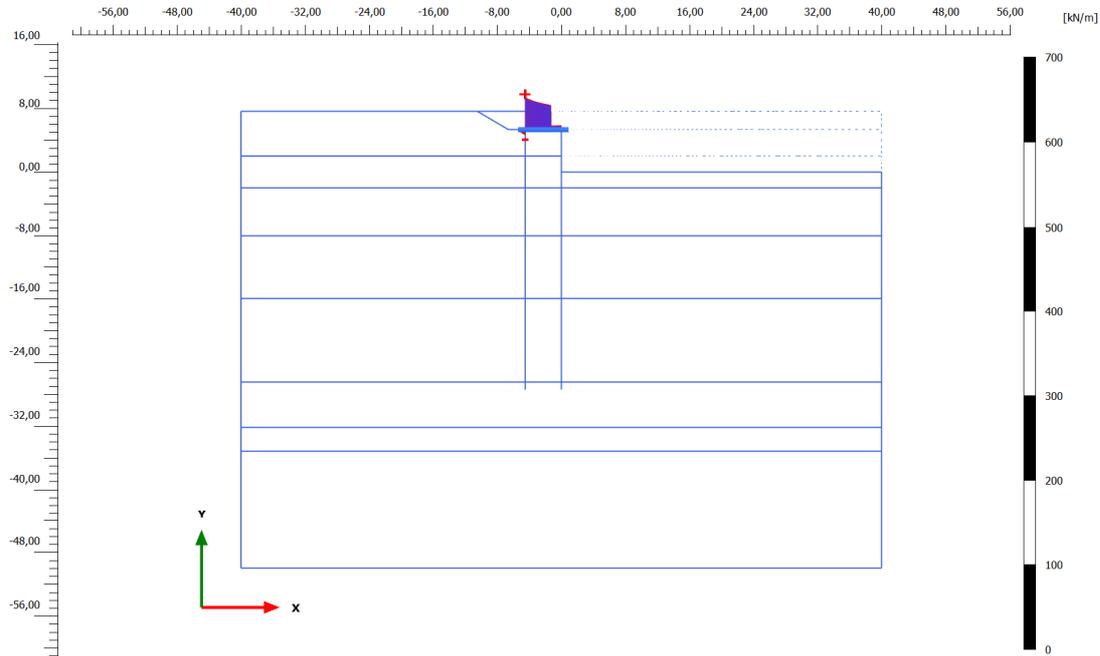


Bending moments M (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)

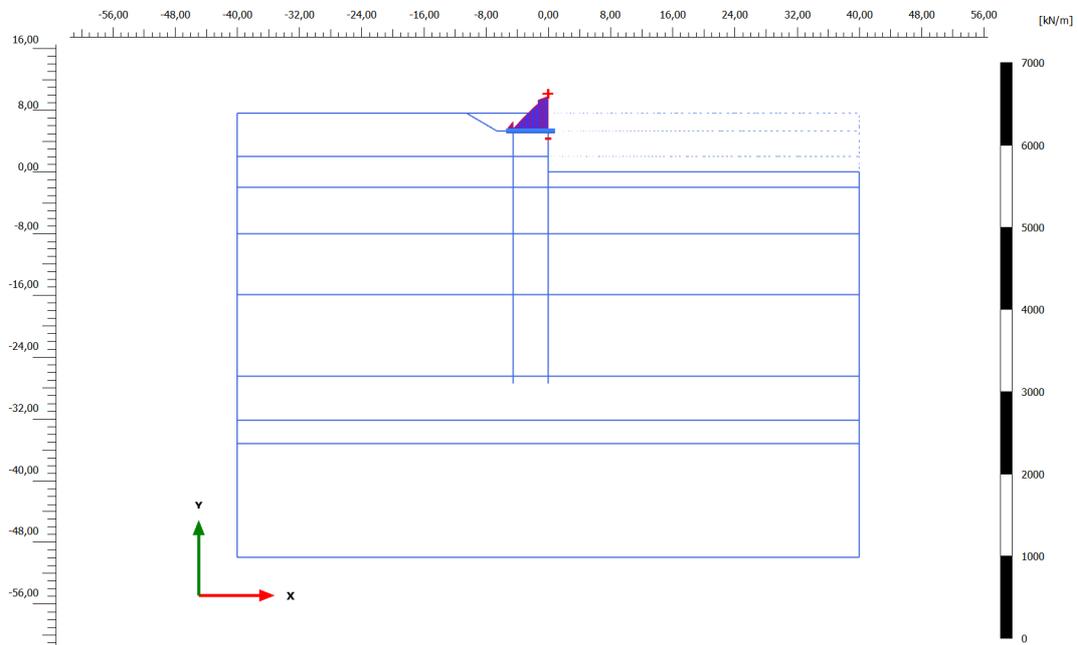
Maximum value = 764,1 kN m/m (Element 6 at Node 1034)

Minimum value = -294,9 kN m/m (Element 4 at Node 274)

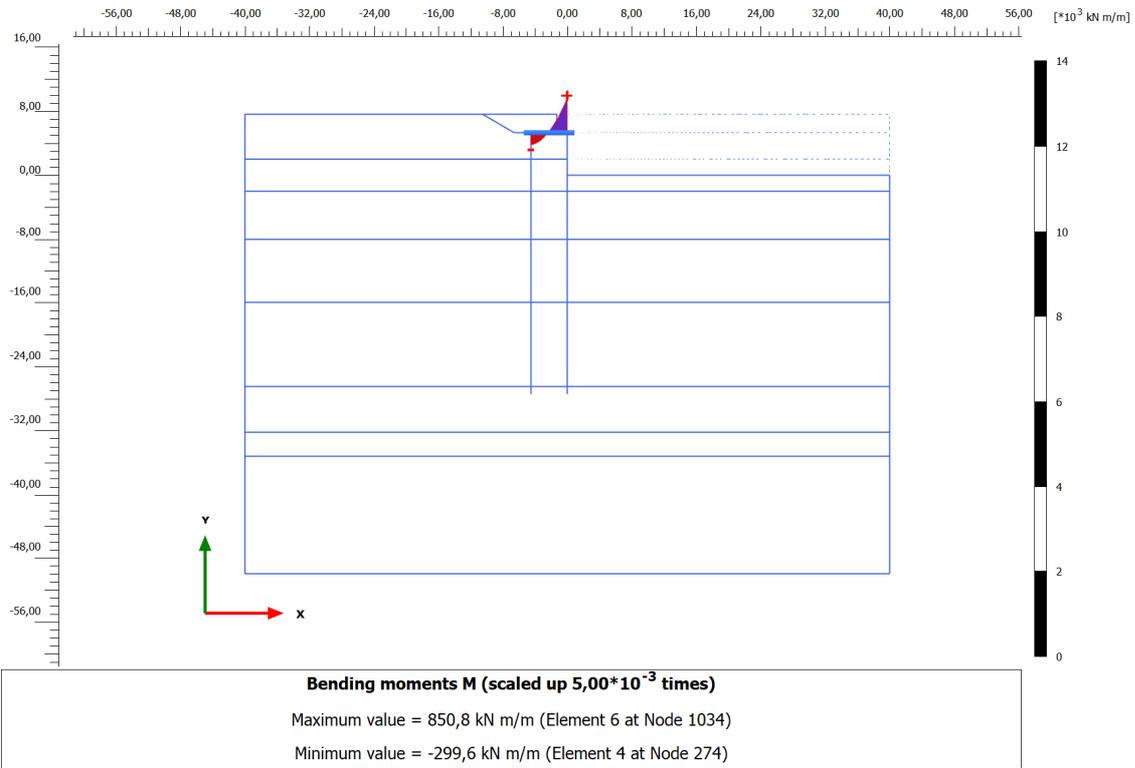
Fase 10



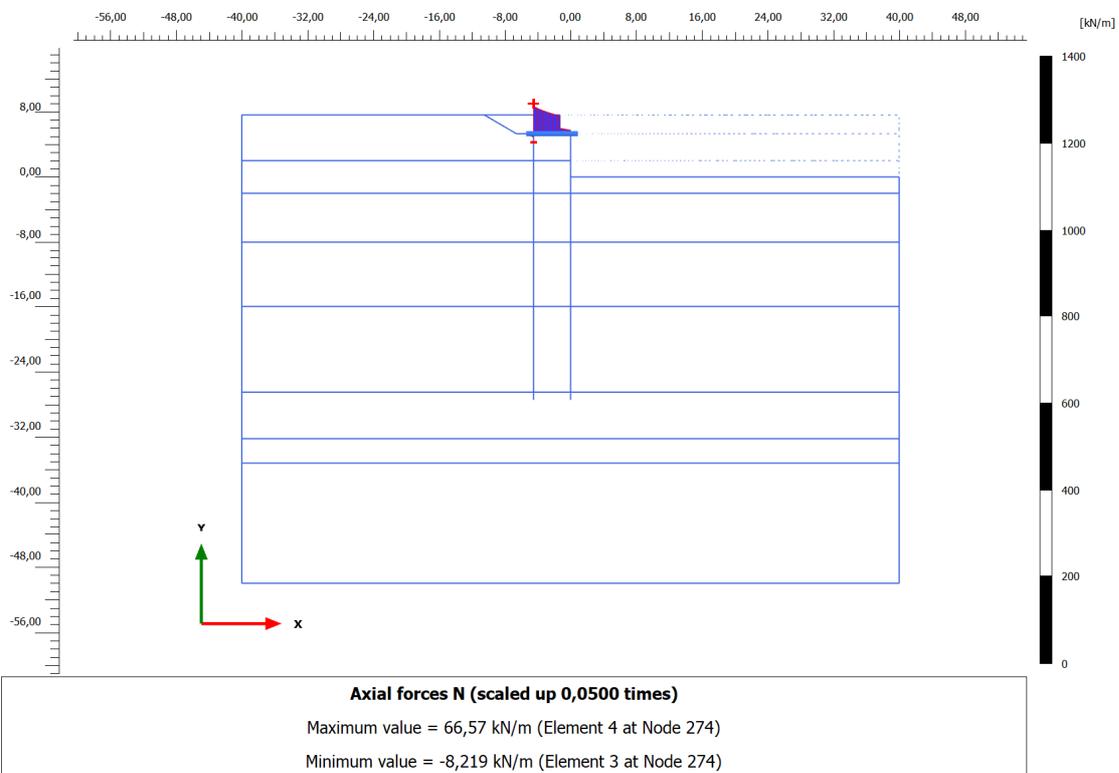
Axial forces N (scaled up 0,100 times)
 Maximum value = 40,18 kN/m (Element 4 at Node 274)
 Minimum value = -6,381 kN/m (Element 3 at Node 274)

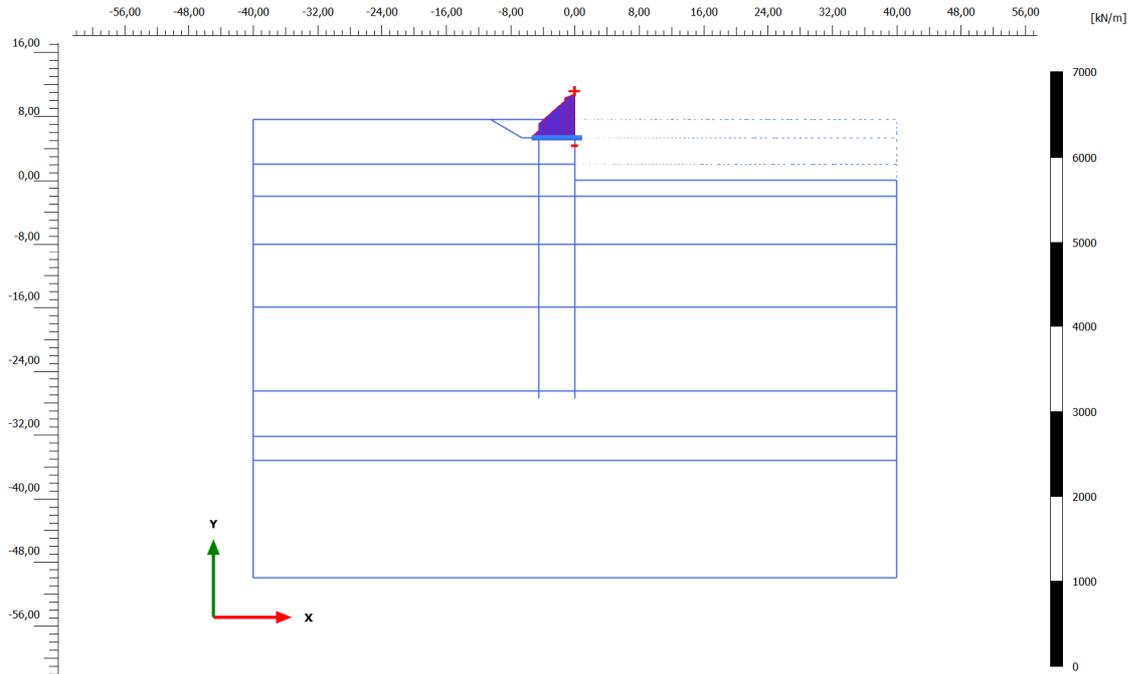


Shear forces Q (scaled up 0,0100 times)
 Maximum value = 446,5 kN/m (Element 6 at Node 1034)
 Minimum value = -33,75 kN/m (Element 7 at Node 1034)



Fase 14

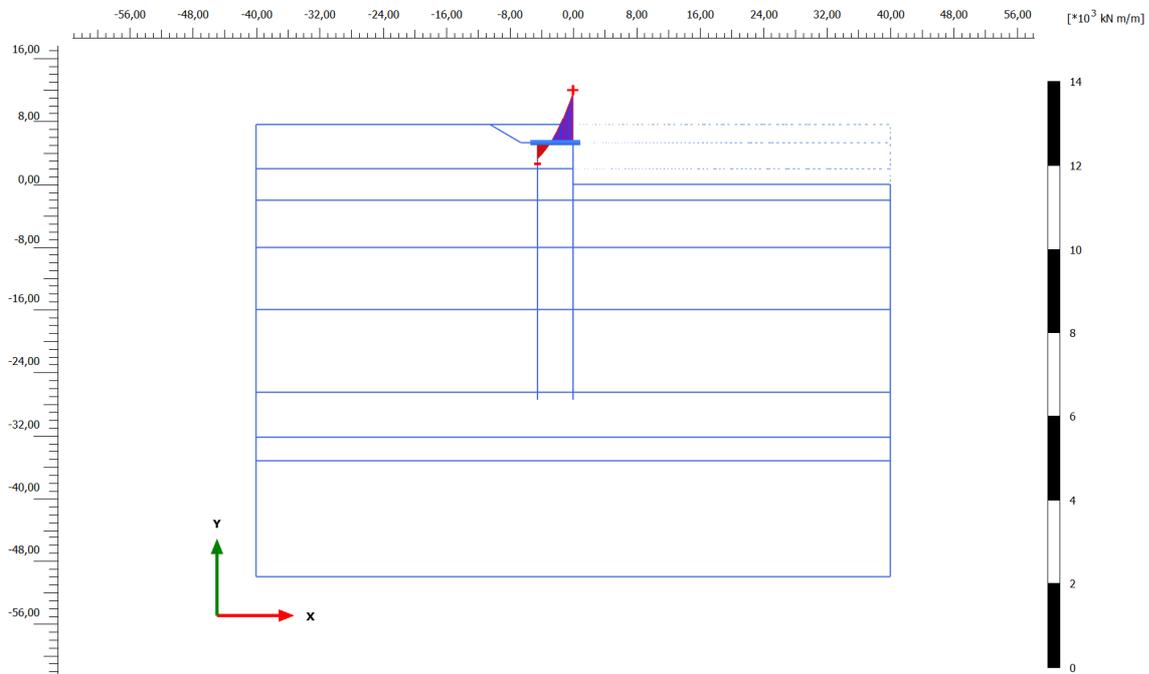




Shear forces Q (scaled up 0,0100 times)

Maximum value = 548,1 kN/m (Element 6 at Node 1034)

Minimum value = -35,52 kN/m (Element 7 at Node 1034)



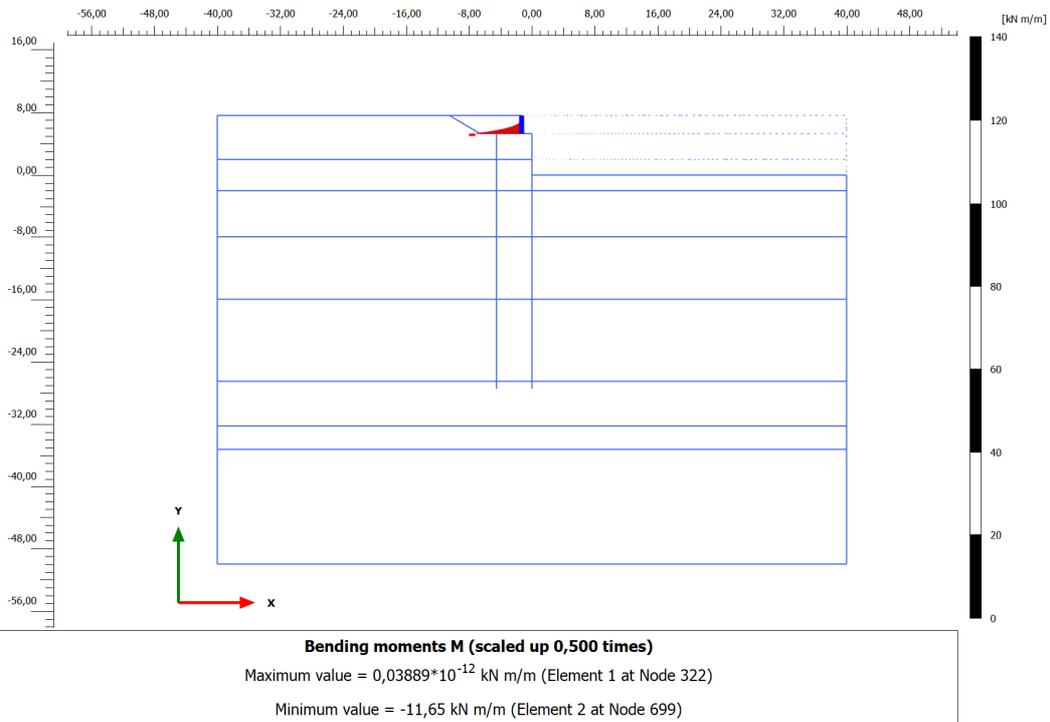
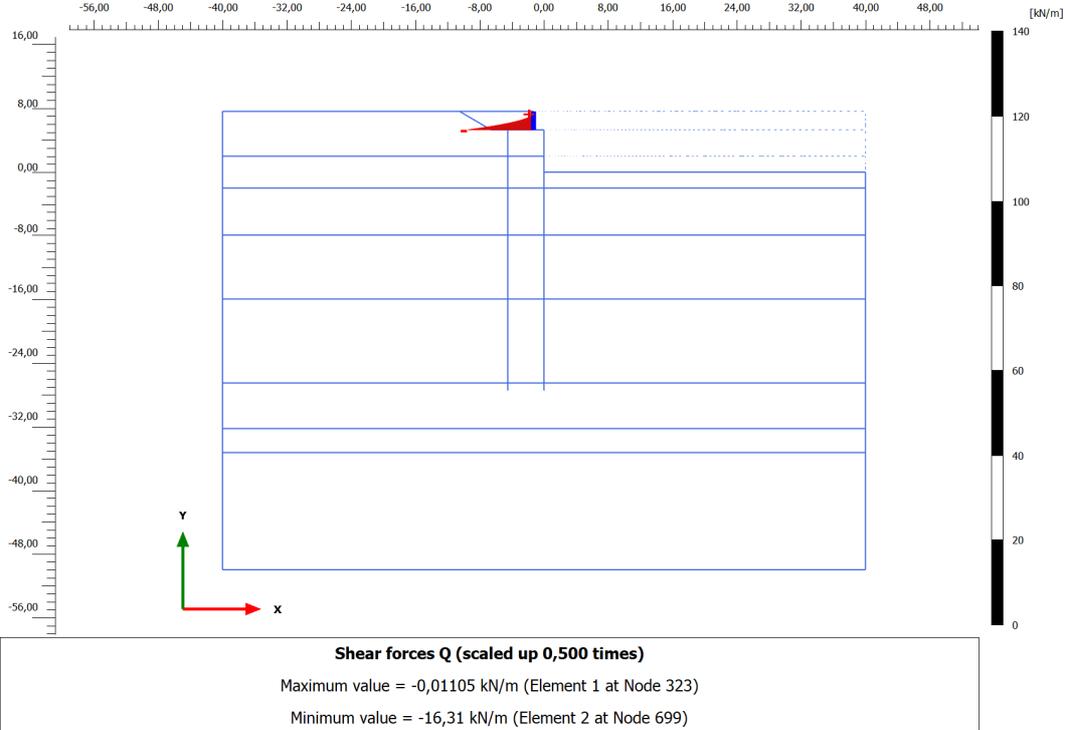
Bending moments M (scaled up $5,00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 1259 kN m/m (Element 6 at Node 1034)

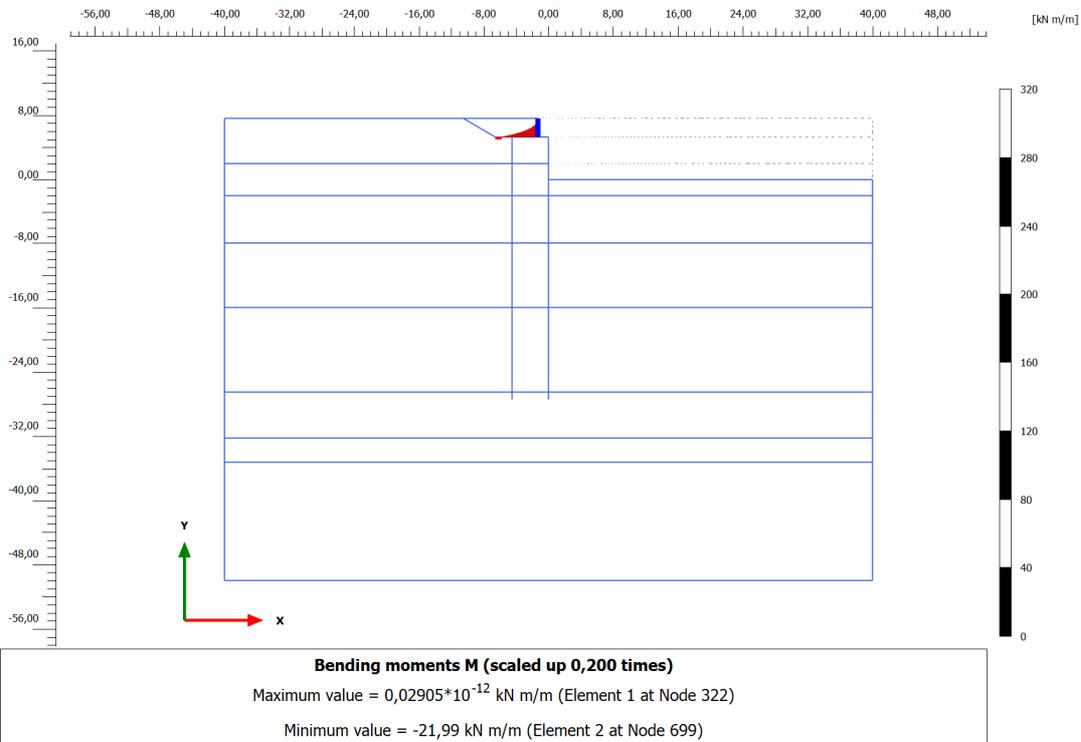
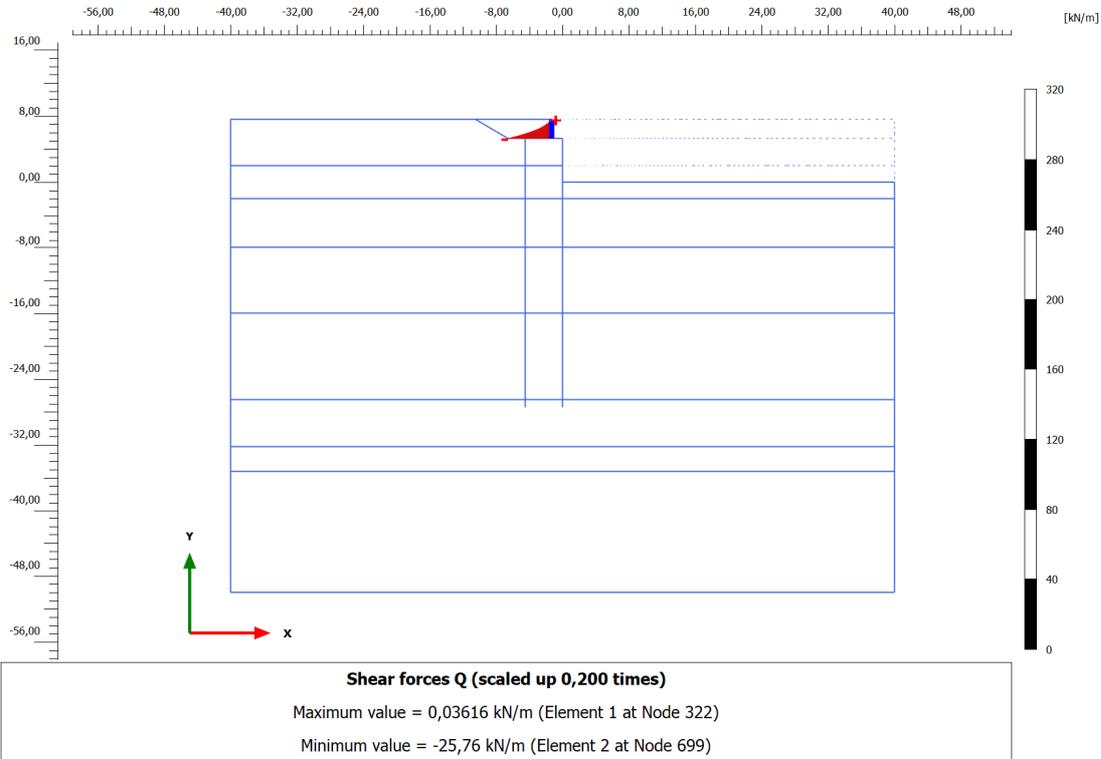
Minimum value = -407,4 kN m/m (Element 4 at Node 274)

9.5.4 Paraghiaia

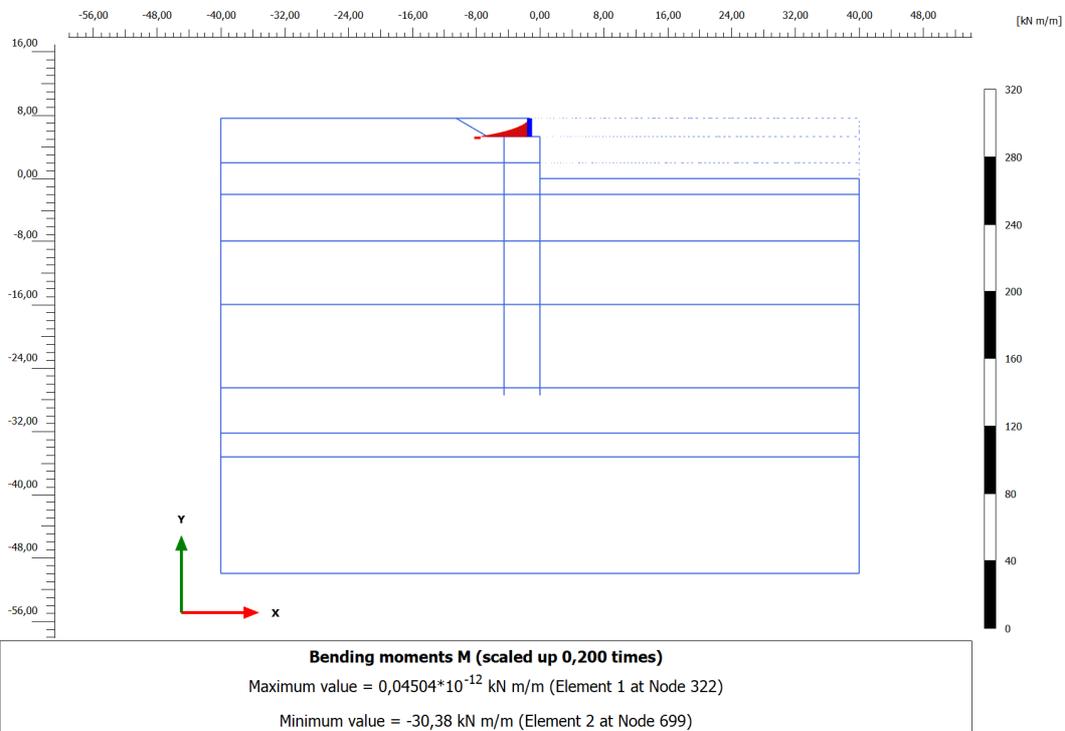
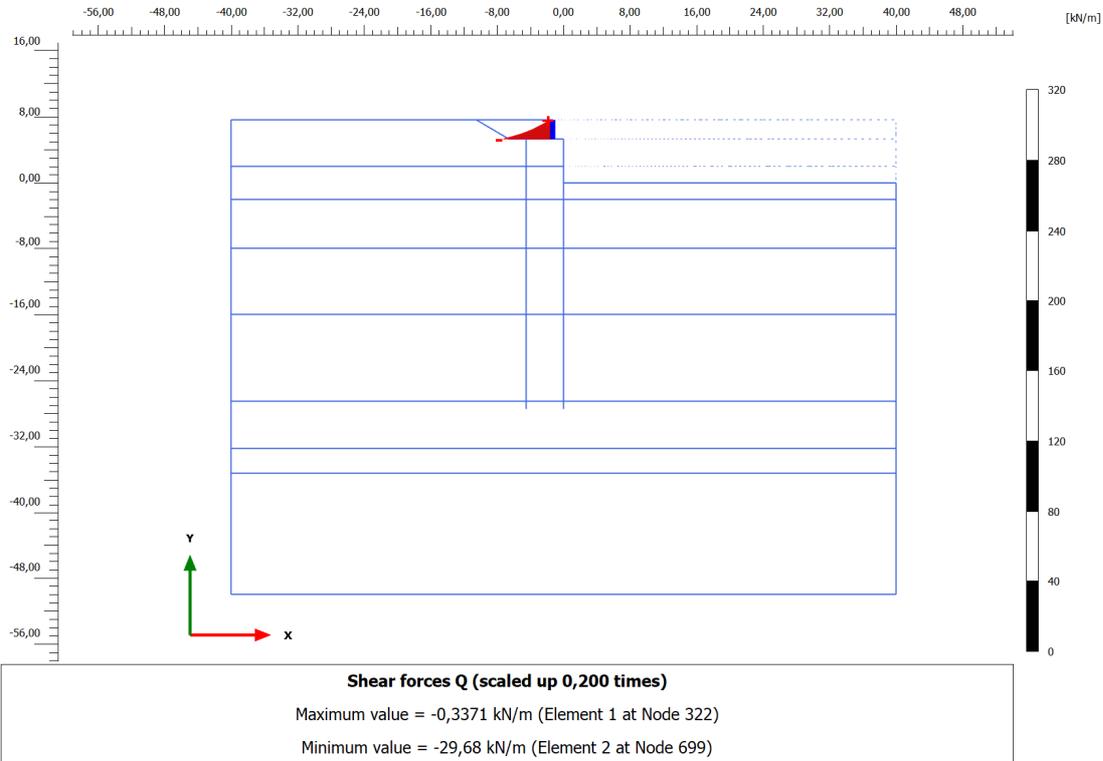
Fase 7



Fase 10



Fase 14



9.6 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI DI PROGETTO

Si riporta di seguito il calcolo delle sollecitazioni assiali, taglianti e flettenti agenti sulle strutture di fondazione.

9.6.1 Pali di fondazione – fila anteriore

	PALI FRONTALI - CONTRIBUTI ELEMENTARI PER METRO DI SVILUPPO		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
Strutturali e permanenti (S terra + Pesi strutt + Perm)	932,2	287,0	865,7
Ritiro	1,6	0,3	1,5
Traffico	216,2	-0,8	-111,3
Sovraccarico uniforme	54,0	4,8	77,4
Frenatura	7,0	2,2	11,2
DT	8,0	2,4	13,3
Vento	7,0	0,6	1,3
Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	1083,0	349,7	1186,0

Interasse pali frontali	1,55 m
-------------------------	--------

	PALI FRONTALI - CONTRIBUTI ELEMENTARI SUL SINGOLO PALO		
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutturali e permanenti (S terra + Pesi strutt + Perm)	1444,9	444,9	1341,8
Ritiro	2,5	0,5	2,3
Traffico	335,1	-1,2	-172,5
Sovraccarico uniforme	83,7	7,4	120,0
Frenatura	10,9	3,4	17,4
DT	12,4	3,7	20,6
Vento	10,9	0,9	2,0
Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	1678,7	542,0	1838,3

COMBINAZIONI DI CARICO

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione STR SLU n° 21 - Traffico Dominante	1,35	1,35	1	0,72	1,35	0,9

Sforzo normale massimo	2551,8	kN
Taglio	619,2	kN
Momento	2015,9	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione SLE Rara n° 101 - Traffico Dominante	1	1	1	0,6	1	0,6

Sforzo normale massimo	1891,0	kN
Taglio	459,0	kN
Momento	1495,1	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione SLE Frequente n° 131 - Traffico Dominante	1	1	1	0,5	0,75	0

Sforzo normale	1775,8	kN
Taglio	455,3	kN
Momento	1457,5	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione SLE Quasi Permanente n° 141	1	1	1	0,5	0	0

Sforzo normale	1453,6	kN
Taglio	447,2	kN
Momento	1354,5	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento	Sisma Long	Sisma Trasv	Sisma Vert
Combinazione SISMA LONGITUDINALE n° 144 a (Verticale verso il basso)	1	1	1	0,5	0	0	1	0,3	0,3

Sforzo normale	1684,9	kN
Taglio	543,9	kN
Momento	1848,6	kNm

9.6.2 Pali di fondazione – fila posteriore

	PALI RETROSTANTI - CONTRIBUTI ELEMENTARI PER METRO DI SVILUPPO		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
Strutturali e permanenti (S terra + Pesi strutt + Perm)	10,0	44,6	415,0
Ritiro	-2,0	0,2	1,1
Traffico	41,0	-4,3	-76,6
Sovraccarico uniforme	46,0	6,8	18,7
Frenatura	-8,5	3,5	6,5
DT	-8,9	4,0	7,5
Vento	-1,5	1,1	0,5
Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	-80,0	75,8	454,2

Interasse pali retrostanti	3,1 m
----------------------------	-------

	PALI RETROSTANTI - CONTRIBUTI ELEMENTARI SUL SINGOLO PALO		
	N (kN)	T (kN)	M (kNm)
Strutturali e permanenti (S terra + Pesi strutt + Perm)	31,0	138,3	1286,5
Ritiro	-6,2	0,6	3,4
Traffico	127,1	-13,3	-237,5
Sovraccarico uniforme	142,6	21,1	58,0
Frenatura	-26,4	10,9	20,2
DT	-27,6	12,4	23,3
Vento	-4,7	3,4	1,6
Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	-248,0	235,0	1408,0

COMBINAZIONI DI CARICO

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione STR SLU n° 21 - Traffico Dominante	1,35	1,35	1	0,72	1,35	0,9

Sforzo normale massimo	405,9	kN
Sforzo normale minimo	-34,8	kN
Taglio	242,4	kN
Momento	1863,8	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione SLE Rara n° 101 - Traffico Dominante	1	1	1	0,6	1	0,6

Sforzo normale massimo	300,7	kN
Sforzo normale minimo	-20,9	kN
Taglio	180,3	kN
Momento	1382,9	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione SLE Frequente n° 131 - Traffico Dominante	1	1	1	0,5	0,75	0

Sforzo normale massimo	233,3	kN
Sforzo normale minimo	-8,8	kN
Taglio	169,0	kN
Momento	1360,1	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione SLE Quasi Permanente n° 141	1	1	1	0,5	0	0

Sforzo normale massimo	31,0	kN
Sforzo normale minimo	11,0	kN
Taglio	145,1	kN
Momento	1301,5	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento	Sisma Long	Sisma Trasv	Sisma Vert
Combinazione SISMA LONGITUDINALE n° 144 a (Verticale verso il basso)	1	1	1	0,5	0	0	1	0,3	0,3

Sforzo normale minimo	-248,0	kN
Taglio	241,2	kN
Momento	1419,6	kNm

9.6.3 Platea di fondazione

	PLATEA - CONTRIBUTI ELEMENTARI PER METRO DI SVILUPPO		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
Strutturali e permanenti (S terra + Pesi strutt + Perm)	-38,2	441,8	874,2
Ritiro	-1,0	1,5	5,2
Traffico	3,2	-43,4	-115,3
Sovraccarico uniforme	-4,2	46,6	86,7
Frenatura	-4,0	6,8	24,9
DT	-4,5	7,7	27,3
Vento	-1,3	1,2	5,3
Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	-67,0	548,1	1259,0

COMBINAZIONI DI CARICO

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione STR SLU n° 21 - Traffico Dominante	1,35	1,35	1	0,72	1,35	0,9

Sforzo normale minimo	-68,1	kN
Taglio	676,6	kN
Momento	1360,5	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione SLE Rara n° 101 - Traffico Dominante	1	1	1	0,6	1	0,6

Sforzo normale minimo	-50,9	kN
Taglio	502,0	kN
Momento	1010,6	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione SLE Frequente n° 131 - Traffico Dominante	1	1	1	0,5	0,75	0

Sforzo normale	-47,6	kN
Taglio	487,2	kN
Momento	976,8	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento
Combinazione SLE Quasi Permanente n° 141	1	1	1	0,5	0	0

Sforzo normale	-41,5	kN
Taglio	447,2	kN
Momento	893,1	kNm

	Pesi propri	Pesi portati	Ritiro	Termica	Traffico	Vento	Sisma Long	Sisma Trasv	Sisma Vert
Combinazione SISMA LONGITUDINALE n° 144 a (Verticale verso il basso)	1	1	1	0,5	0	0	1	0,3	0,3

Sforzo normale	-69,3	kN
Taglio	552,0	kN
Momento	1272,7	kNm

9.6.4 Paraghiaia

	PARAGHIAIA - SOLLECITAZIONI DI FASE PER METRO DI SVILUPPO		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
Fase 7 : S terra + Pesi strutt + Perm	34,5	16,3	11,7
Fase 10: Fase 9 + Sovraccarico uniforme	34,5	25,8	22,0
Fase 14 : Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	28,5	29,7	30,4

	PARAGHIAIA – CONTRIBUTI ELEMENTARI PER METRO DI SVILUPPO		
	N (kN/m)	T (kN/m)	M (kNm/m)
S terra + Pesi strutt + Perm	34,5	19	14,4
Sovraccarico uniforme	0	11,6	12,30
Sisma SLV (Perm + Ritiro + Sisma SLV)	28,5	29,7	30,4

Come richiesto dalla circolare di NTC 2018 capitolo C5.1.3.3.5.2 al paraghiaia viene applicata l'azione orizzontale longitudinale dovuta al frenamento di intensità pari a 180 kN. Si considera in via conservativa una larghezza collaborante pari all'altezza del paraghiaia, per cui si hanno le seguenti azioni caratteristiche per metro di sviluppo:

$$T = 180 \text{ kN}/1,4\text{m} = 128,6 \text{ kN/m}$$

$$M = 128,6 \text{ kN/m} \times 1,4 \text{ m} = 180 \text{ kNm/m}$$

Le combinazioni dimensionanti per metro di sviluppo di paraghiaia sono quindi:

SLU – Traffico dominante

$$N = 34,5 \text{ kN/m}$$

$$T = 246 \text{ kN/m}$$

$$M = 280 \text{ kNm/m}$$

SLE Rara – Traffico dominante

$$N = 34,5 \text{ kN/m}$$

$$T = 160 \text{ kN/m}$$

$$M = 207 \text{ kNm/m}$$

9.7 VERIFICHE STRUTTURALI

9.7.1 Pali di fondazione

Si riportano le verifiche strutturali per i pali di fondazione con diametro $\phi = 1,20$ m. Tutti i pali vengono armati con 40 $\phi 26$ e spirale $\phi 12$ passo 10 cm.

Si riportano le sollecitazioni di involuppo tra i pali anteriori e posteriori.

Combinazioni SLU + SLV		
Sforzo normale massimo	2551,8	kN
Sforzo normale minimo	-248,0	kN
Taglio	619,2	kN
Momento	2015,9	kNm

Combinazione SLE Rara		
Sforzo normale massimo	1891,0	kN
Sforzo normale minimo	-20,9	kN
Momento	1495,1	kNm

Combinazione SLE Frequente		
Sforzo normale massimo	1775,8	kN
Sforzo normale minimo	-8,8	kN
Momento	1457,5	kNm

Combinazione SLE Quasi Permanente		
Sforzo normale massimo	1453,6	kN
Sforzo normale minimo	11,0	kN
Momento	1354,5	kNm

Verifica a tensoflessione SLU $N_{\min_SLU} = -250$ kN $M_{\max_SLU} = 2020$ kNm

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 40
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Coprifero (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : -250 0 kN
 M_{xEd} : 2020 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

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L_0 : 0 cm Col. modello

Precompresso

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6
 τ_{c1} : 1,829

M_{xRd} : -3 415 kN m

σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 8,145 ‰
 d: 111,5 cm
 x: 33,51 x/d: 0,3006
 δ : 0,8157

Risultando $M_{res} = 3415$ kNm $>$ $M_{\max_SLU} = 2020$ kNm la verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio SLU

$$T_{\max_SLU} = 620 \text{ kN}$$

V_{sdu}	620	kN
M_{sdu}	2020	kNm
N_{sdu}	-250	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
Φ	120	cm
bw	108,00	cm
h_e	74,47	cm
d	65,97	cm
Asl	212,4	cm ²
c	8,50	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	20,11	gradi
$ctg\theta$	2,73	
θ_{imposto}	-	gradi
Asw	2,26	cm ²
passo staffe	10	cm
f_{cd}	14,167	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,119	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	-0,3150	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	409,141	kN
$V_{Rd,min}$	207,078	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000889	
$s_{i,max}$	49,48	cm
$A_{sw,min}$	4,750	cm ² / $s_{i,max}$
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V_{Rcd}	1433,886	kN
V_{Rsd}	1433,886	kN
V_{Rd}	1433,886	kN

Risultando $T_{res} = 1430 \text{ kN} > T_{\max_SLU} = 620 \text{ kN}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifica tensionale SLE - Rara

$N_{min_SLU} = - 21 \text{ kN}$

$M_{max_SLU} = 1500 \text{ kNm}$

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 40
 Diametro barre: 2,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 -21 kN
 M_{xEd} 0 1500 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

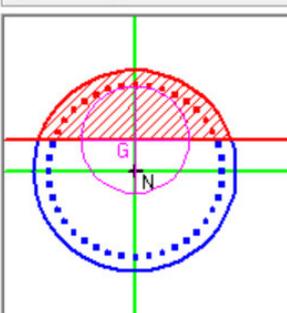
Materiali

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 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

σ_c -9,197 N/mm²
 σ_s 234,7 N/mm²
 ϵ_s 1,173 ‰
 d 111,5 cm
 x 41,28 x/d 0,3702
 δ 0,9028

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso



La verifica risulta soddisfatta.

Verifiche a fessurazione

Combinazione frequente

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2,1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Diametro	$D =$	120	cm
Area armatura esterna	$A_{se} =$	212,4	cm ²
Copri ferro baricentro acciaio esterno	$c_s =$	8,5	cm
Area armatura interna	$A_{si} =$	0	cm ²
Copri ferro baricentro acciaio interno	$c'_s =$	0	cm
Ricoprimento barre esterne	$c =$	6,0	cm
Ricoprimento barre interne	$c+S =$	0,0	cm
Diametro massimo barre	$\Phi =$	2,6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	1500,00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	21,00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	0,00014	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2,61	N/mm ²
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2,19	N/mm ²
Area ideale	$A_{cid} =$	14490	cm ²
Momento d'inerzia area ideale	$J_{cid} =$	14398634	cm ⁴
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	239977	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	525,49	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	6,27	N/mm ² > f_{ctk}

Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	1460,00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	9,00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r =$	0,00006	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	41,4	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-8,95	N/mm ²
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	228,00	N/mm ²
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	624,9	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	$\sigma_{sr} =$	97,59	N/mm ²

Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	8,1	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0,4	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	6,09	N/mm ²
	$\sigma_2 =$	-6,08	N/mm ²
Coefficiente k_3	$k_3 =$	0,125	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	8,1	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	19,5	cm ²

Area efficace	$A_{\text{ceff}} =$	157,8	cm ²	
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	5,31	cm ²	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{\text{m}} =$	17,48	cm	
Deformazione unitaria media				
Coefficiente β_1	$\beta_1 =$	1,0		
Coefficiente β_2	$\beta_2 =$	0,5		
Deformazione unitaria media	$\varepsilon_{\text{sm}} =$	9,86E-04		
Ampiezza fessura	$w_k =$	0,293	mm	< $w_{\text{amm}} = 0,4$ mm

Combinazione quasi permanente

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione	$n =$	15	
Classe cls	$R_{ck} =$	30	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2,1E+05	N/mm ²

Caratteristiche geometriche della sezione

Diametro	$D =$	120	cm
Area armatura esterna	$A_{se} =$	212,4	cm ²
Copri ferro baricentro acciaio esterno	$c_s =$	8,5	cm
Area armatura interna	$A_{si} =$	0	cm ²
Copri ferro baricentro acciaio interno	$c's =$	0	cm
Ricoprimento barre esterne	$c =$	6,0	cm
Ricoprimento barre interne	$c+S =$	0,0	cm
Diametro massimo barre	$\Phi =$	2,6	cm

Sezione non fessurata: formazione fessure

Momento flettente in condizioni di esercizio	$M_{es} =$	1500,00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di esercizio	$N_{es} =$	21,00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r_{es} =$	0,00014	cm ⁻¹
Resistenza media a trazione semplice del cls	$f_{ctm} =$	2,61	N/mm ²
Resistenza caratt. a trazione per fless. del cls	$f_{ctk} =$	2,19	N/mm ²
Area ideale	$A_{cid} =$	14490	cm ²
Momento d'inerzia area ideale	$J_{cid} =$	14398634	cm ⁴
Modulo di resistenza non fessurato	$W_{sr} =$	239977	cm ³
Momento di formazione delle fessure	$M_{ff} =$	525,49	kNm
Trazione nel cls prodotta da M_{es} ed N_{es}	$\sigma_{ct} =$	6,27	N/mm ² > f_{ctk}

Sezione fessurata: apertura fessure

Momento flettente in condizioni di fessurazione	$M =$	1360,00	kNm
Sforzo assiale in condizioni di fessurazione	$N =$	-11,00	kN
Rapporto sforzo normale/momento	$r =$	-0,00008	
Distanza asse neutro da lembo compresso	$x_p =$	41,5	cm
Tensione cls	$\sigma_c =$	-8,35	N/mm ²
Tensione barra esterna tesa	$\sigma_s =$	211,20	N/mm ²
Momento di fessurazione	$M_{sr} =$	626,4	kNm
Tensione nell'acciaio prodotta da M_{sr}	$\sigma_{sr} =$	97,28	N/mm ²

Distanza media fra due fessure attigue

Distanza media barre	$s =$	8,1	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0,4	
Tensioni nel calcestruzzo teso	$\sigma_1 =$	5,66	N/mm ²
	$\sigma_2 =$	-5,67	N/mm ²
Coefficiente k_3	$k_3 =$	0,125	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	8,1	cm
Altezza efficace	$d_{eff} =$	19,5	cm ²
Area efficace	$A_{ceff} =$	158,0	cm ²

Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	5,31	cm^2	
Distanza media fra due fessure attigue	$s_{rm} =$	17,49	cm	
Deformazione unitaria media				
Coefficiente β_1	$\beta_1 =$	1,0		
Coefficiente β_2	$\beta_2 =$	0,5		
Deformazione unitaria media	$\epsilon_{sm} =$	8,99E-04		
Ampiezza fessura	$w_k =$	0,267	mm	$w_{amm} = 0,3 \text{ mm}$

9.7.2 Platea

Si riportano le verifiche strutturali per la platea.

La platea presenta sezione $b \times h$ pari a 100×150 cm e viene armata sia ad estradosso che intradosso con ϕ 26 passo 15 cm + 4 ϕ 26 in corrispondenza dei pali frontali.

Verifica a tensoflessione SLU

$$N_{\min_SLU} = -70 \text{ kN/m}$$

$$M_{\max_SLU} = 1361 \text{ kNm/m}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	35,4	10
2	13,7	15,31

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	-70	0	kN
M _{xEd}	-1365	0	kNm
M _{yEd}	0	0	

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
 B450C C28/35

ϵ_{su}	67,5	ϵ_{c2}	2
f_{yd}	391,3	ϵ_{cu}	3,5
E_s	200 000	f_{cd}	15,87
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957	$\sigma_{c,adm}$	11
$\sigma_{s,adm}$	255	τ_{co}	0,6667
		τ_{c1}	1,971

M_{xRd} -2 498 kN m

σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 30,57 ‰
 d 140 cm
 x 14,38 x/d 0,1027
 δ 0,7

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello

Precompresso

Risultando $M_{res} = 2498 \text{ kNm/m} > M_{\max_SLU} = 1361 \text{ kNm/m}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio SLU

$$T_{\max_SLU} = 677 \text{ kN/m}$$

La platea viene armata a taglio con 6 ganci ϕ 16 ogni metro quadrato.

V_{sdu}	611	kN
M_{sdu}	1361	kNm
N_{sdu}	-70	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
γ_c	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	145,00	cm
Asl	26,55	cm ²
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	14,14	gradi
$ctg\theta$	3,97	
θ imposto	-	gradi
A_{sw}	12,06	cm ²
passo staffe	100	cm
f_{cd}	15,867	N/mm ²
$f_{ctd0,05}$	1,240	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	-0,0467	N/mm ²
verifica senza armatura resistente a taglio		
V_{Rd}	401,293	kN
$V_{Rd,min}$	421,110	kN
$\rho_{sw,min}$	0,000941	
$s_{l,max}$	60,00	cm
$A_{sw,min}$	5,644	cm ² / $s_{l,max}$
verifica con armatura resistente a taglio (staffe)		
V_{Rcd}	2444,955	kN
V_{Rsd}	2444,955	kN
V_{Rd}	2444,955	kN

Risultando $T_{res} = 2444 \text{ kN/m} > T_{\max_SLU} = 677 \text{ kN/m}$ la verifica risulta soddisfatta.

Verifiche a fessurazione

Combinazione frequente

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione $t=0$	$n_0 =$	6	
Classe cls	$f_{ck} =$	28	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2,10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls $t=0$	$E_{cm0} =$	3,23E+04	N/mm ²

Caratteristiche della sezione

Altezza	$h =$	150	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$c_b =$	12,60	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	49,11	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	5,0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2,6	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2,6	cm

Sezione fessurata: apertura fessure

Tensione media barre (l'intera area in A)	$\sigma_{sm} =$	165,00	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	37,40	cm
Altezza utile	$d =$	137,40	cm
Deformazione lembo inferiore	$\varepsilon_1 =$	8,85E-04	
Deformazione lembo superiore	$\varepsilon_2 =$	0,00	

Distanza media fra due fessure attigue

Coefficiente k_2	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100,0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	31,5	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3150,0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	49,11	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	45,35	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0,4	

Coefficiente k_1	$k_1 =$	0,8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0,425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	4,71E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0,214	mm < 0,4 mm

Combinazione quasi permanente

Caratteristiche dei materiali

Coefficiente di omogeneizzazione $t=0$	$n_0 =$	6	
Classe cls	$f_{ck} =$	28	N/mm ²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	2,10E+05	N/mm ²
Modulo elastico cls $t=0$	$E_{cm0} =$	3,23E+04	N/mm ²

Caratteristiche della sezione

Altezza	$h =$	150	cm
Larghezza	$B =$	100	cm
Copriferro baricentrico acciaio teso	$c_b =$	12,60	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	49,11	cm ²
Ricoprimento barre esterne tese	$c =$	5,0	cm
Diametro massimo barre tese	$\Phi =$	2,6	cm
Diametro medio equivalente	$\Phi_m =$	2,6	cm

Sezione fessurata: apertura fessure

Tensione media barre (l'intera area in A)	$\sigma_{sm} =$	151,00	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	37,50	cm
Altezza utile	$d =$	137,40	cm
Deformazione lembo inferiore	$\varepsilon_1 =$	8,10E-04	
Deformazione lembo superiore	$\varepsilon_2 =$	0,00	

Distanza media fra due fessure attigue

Coefficiente k_2	$k_2 =$	0,50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3,400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	100,0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	31,5	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	3150,0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	49,11	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$\Delta s_{max} =$	45,35	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0,4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0,8	

Coefficiente k_4	$k_4 =$	0,425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	4,31E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0,196	mm < 0,3 mm

9.7.3 Paragliaia

Si riportano le verifiche strutturali per il paragliaia

Il paragliaia presenta sezione $b \times h = 100 \times 60$ cm e viene armato con $\phi 24$ passo 15 cm teso.

Verifica a flessione SLU

$M_{\max_SLU} = 280$ kNm/m

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	60	1	30,13	8,6

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Devia

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 ‰

M_{xRd} -555,6 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 14,01 ‰
 d 51,4 cm
 x 10,27 x/d 0,1998
 δ 0,7

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

Risultando $M_{res} = 555$ kNm/m $>$ $M_{\max_SLU} = 280$ kNm/m la verifica risulta soddisfatta.

Verifica a taglio SLU

$$T_{\max_SLU} = 246 \text{ kN/m}$$

V_{sdu}	246	kN
M_{sdu}	280	kNm
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	35	N/mm ²
f_{ck}	28	N/mm ²
$\gamma_{c=}$	1,5	
f_{yk}	450	N/mm ²
bw	100	cm
d	55,00	cm
Asl	30,13	cm ²
c	5,00	cm
α	90	gradi
α	1,57	rad
θ	0,00	gradi
$ctg\theta$	-	
θ_{imposto}	-	gradi
Asw	0	cm ²
passo staffe	20	cm
f_{cd}	15,867	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1,240	N/mm ²
f_{yd}	391,304	N/mm ²
σ_{cp}	0,0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	262,874	kN

Risultando $T_{res} = 262 \text{ kN/m} > T_{\max_SLU} = 246 \text{ kN/m}$ la verifica risulta soddisfatta.

9.8 VERIFICHE GEOTECNICHE

I pali ϕ 1,20 m presentano tutti lunghezza pari a 30,0 m.

Si effettuano le verifiche geotecniche di portanza verticale non considerando il contributo del rilevato e del limo superficiale in quanto plasticizzato dallo scavo antistante.

Si effettuano le verifiche considerando le azioni massime tra i pali anteriori e posteriori.

Le azioni in testa palo significative per le verifiche allo stato limite ultimo sono:

$$N_{SLU_max} = 2555 \text{ kN}$$

$$N_{SLU_min} = -250 \text{ kN}$$

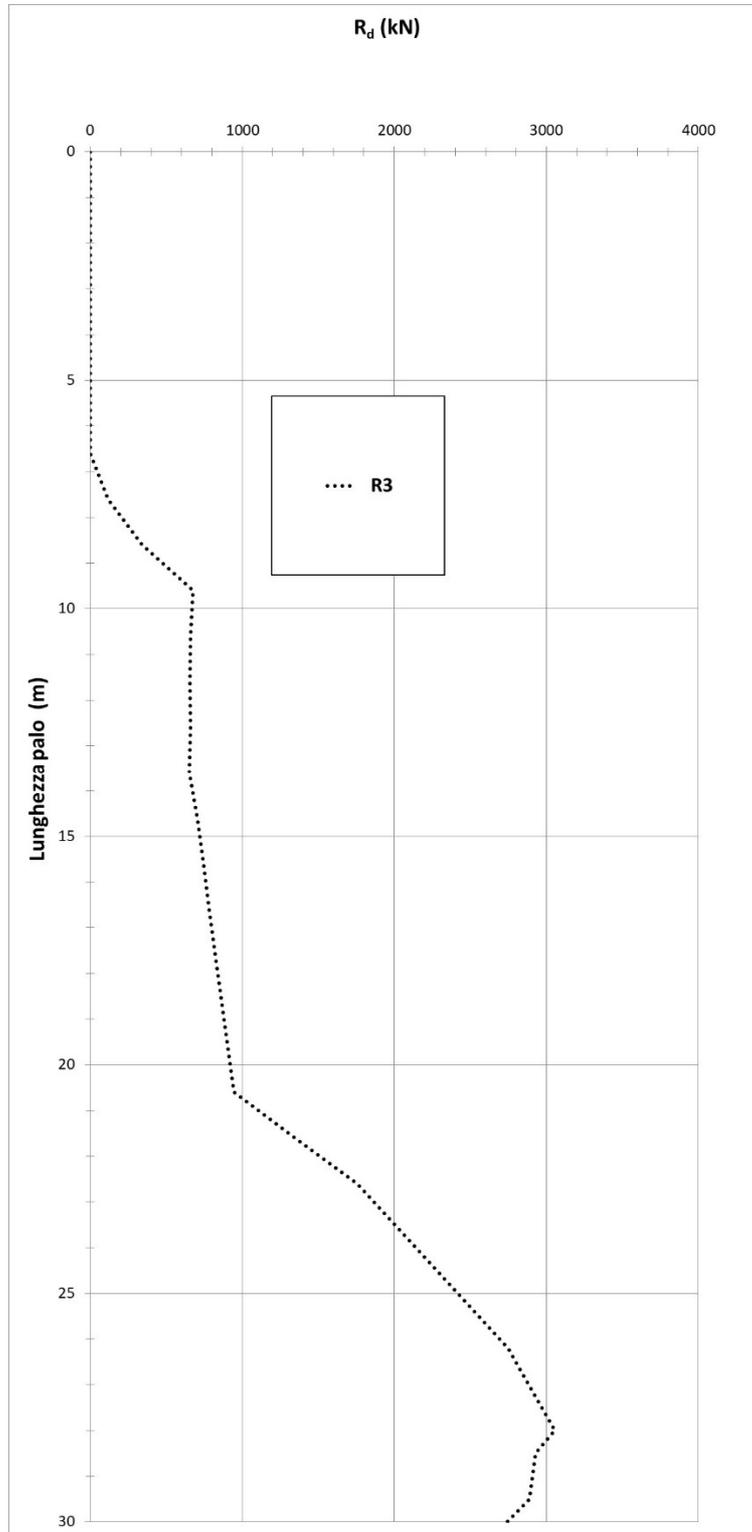
Il carico massimo di esercizio in testa palo vale:

$$N_{max_SLE_RARA} = 1895 \text{ kN}$$

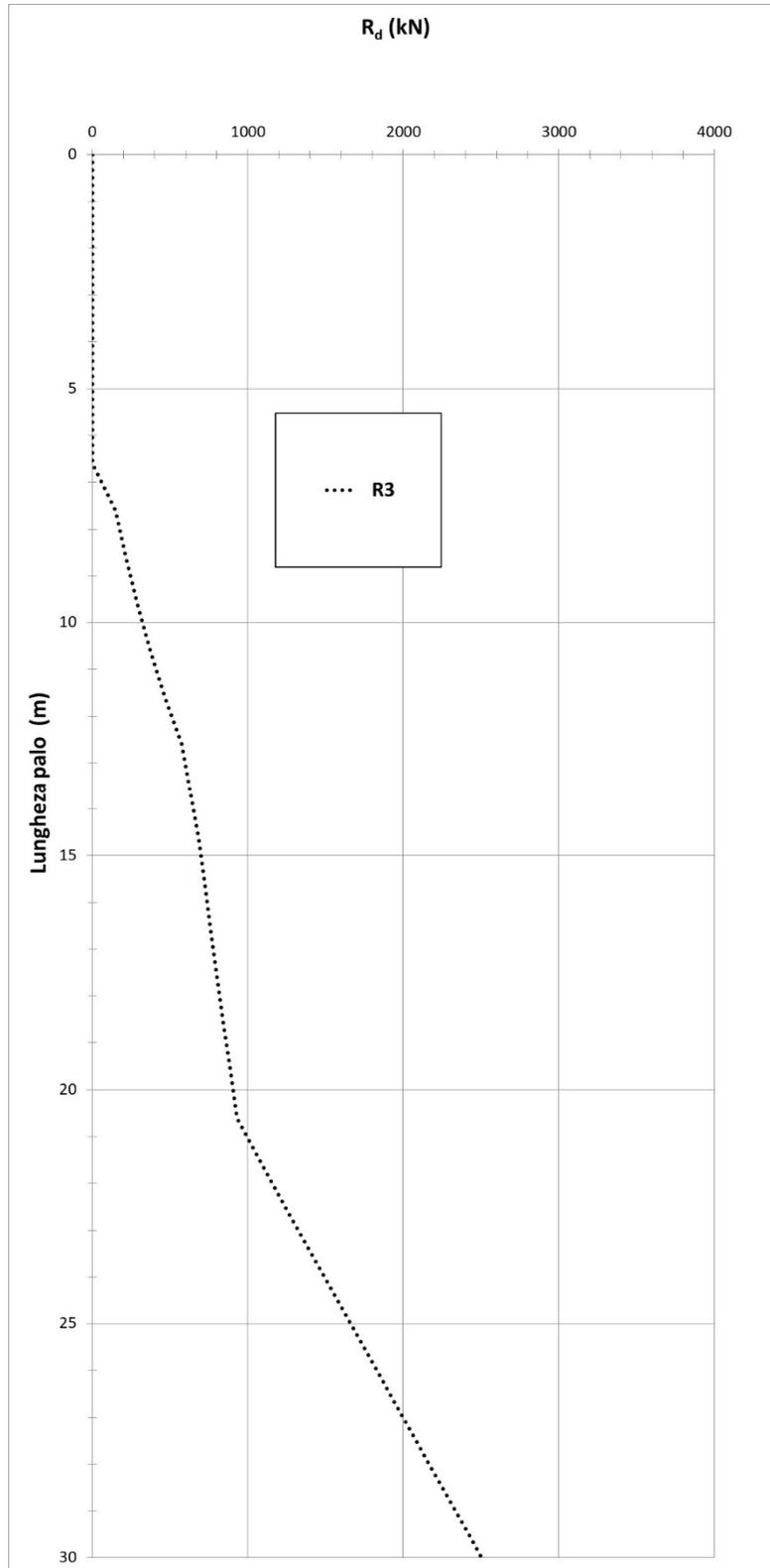
Si riportano di seguito le curve di capacità portante costruite considerando un coefficiente di efficienza $\epsilon = 0,59$ in modo da tenere conto dell'effetto di gruppo ovvero dell'effetto di "trascinamento" del palo singolo su quelli adiacenti.

Le curve di portanza riportano la resistenza assiale di progetto in funzione lunghezza del palo nella combinazione R3.

Si riporta di seguito la curva di portanza in compressione:



Si riporta di seguito la curva di portanza in trazione:



Essendo 4,60 m fuori terra, i pali di lunghezza pari a 30,0 m presentano piede a -25,40 m da piano campagna.

La resistenza a compressione per il palo di progetto vale:

$$N_{RES_compr} = 2740 \text{ kN}$$

Risultando $N_{RES_compr} = 2740 \text{ kN} > 2555 \text{ kN} = N_{SLU_max}$ la verifica risulta soddisfatta.

La resistenza a trazione per il palo di progetto vale:

$$N_{RES_traz} = 2530 \text{ kN}$$

Risultando $N_{RES_traz} = 2530 \text{ kN} > 250 \text{ kN} = N_{SLU_min}$ la verifica risulta soddisfatta.

Le verifiche geotecniche risultano quindi soddisfatte.

10.2 SPETTRO DI RIPOSTA E FATTORE DI STRUTTURA

In funzione della categoria del sottosuolo e dei parametri sismici del sito si determina lo spettro di risposta sismica in accordo con quanto espresso in NTC Par.3.2.3.

Noti i periodi in direzione longitudinale e in direzione trasversale, mediante lo spettro si ricavano le accelerazioni da applicare alle masse strutturali.

Il fattore di struttura q viene posto pari a:

$q = 1$ per il calcolo delle sollecitazioni a base fusto per la verifica a pressoflessione del fusto della pila;

$q = 1$ per il calcolo delle sollecitazioni a intradosso fondazione e sulla palificata.

Per quando riguarda lo spettro di risposta in direzione verticale si considera in via semplificativa e cautelativa il valore del plateau.

Il sisma agente in una direzione si combina con il 30% degli effetti del sisma agente nelle altre direzioni.

10.3 CRITERI DI CALCOLO DELL'ELEVAZIONE

10.3.1 Azioni in condizioni di esercizio

Nella presente relazione saranno calcolate le sollecitazioni derivanti dalle caratteristiche geometriche della pila mentre le azioni trasmesse dall'impalcato sono ricavate dalla specifica relazione relativa all'impalcato. Tali azioni vengono riportate nel primo sotto paragrafo relativo ai dati di input di ciascuna pila calcolata.

Solo gli scarichi relativi ai carichi variabili da traffico sono esplicitati per tenere in conto configurazioni di carico che massimizzano alcuni elementi della pila.

Verranno calcolati inoltre i pesi propri di tutti gli elementi costituenti la pila (pulsino, fusto, etc..), considerati ciascuno con la propria eccentricità relativa, e le azioni accidentali (vento, urto, etc...) agenti direttamente su ciascuna pila.

10.3.2 Azioni sismiche

Le pile sono trattate come elementi verticali schematizzabili a mensola.

Nota la geometria (altezza H , lunghezza L e spessore s per una pila a sezione rettangolare) la rigidezza è calcolata come la rigidezza K di una mensola incastrata alla base con una massa applicata in sommità sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale (kmensola), si ha quindi:

in direzione longitudinale $k_l = \frac{3EJ_l}{H^3}$

e in direzione trasversale $k_t = \frac{3EJ_t}{H^3}$

Per la massa distribuita uniformemente sulla lunghezza della pila si ha invece:

in direzione longitudinale $k_l = \frac{(3.516)^2 E J_l}{H^3}$

e in direzione trasversale $k_t = \frac{(3.516)^2 E J_t}{H^3}$

In entrambi i casi vale la relazione

$$T_{long} \text{ o } T_{trasv} = \frac{2\pi}{\omega_1}$$

che correla il periodo con la pulsazione della struttura.

Si osserva che nell'analisi del comportamento sismico si considera il modulo elastico E ridotto al 50% per tenere in conto degli effetti della fessurazione, in accordo con quanto indicato nelle NTC.

Note la massa della pila e la massa dell'impalcato si definiscono i periodi della pila sia in direzione longitudinale sia in direzione trasversale.

Nel caso in esame di impalcato isolato mediante appoggi antisismici in elastomero armato, si calcola il periodo senza il contributo dell'impalcato (che deriva dalle azioni trasmesse) facendo riferimento al modello a massa distribuita e che vale:

$$T_{long} o T_{trasv} = \frac{2\pi}{\omega_1} = 2\pi \sqrt{\frac{m}{k_{cont}}} = 2\pi \sqrt{\frac{m_b}{k_{cont}}}$$

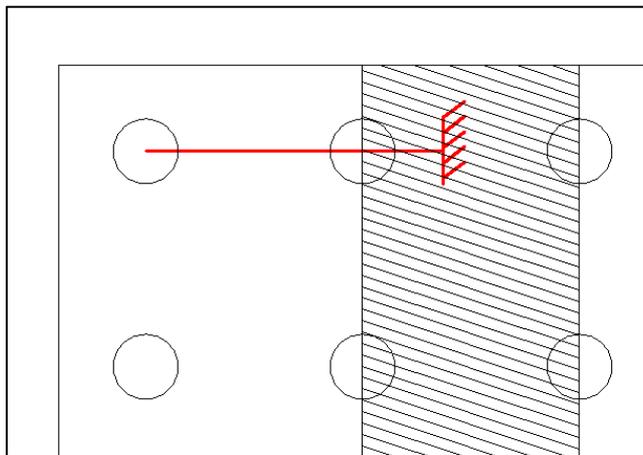
dove m_b è la massa della sola pila.

Al plinto di fondazione si applica invece un'accelerazione pari ad a_g .

10.4 CRITERI DI CALCOLO DEL PLINTO

Vista la conformazione geometrica del fusto, del plinto e della palificata di fondazione, il più probabile meccanismo di funzionamento statico del plinto è quello di lastra inflessa.

Il palo soggetto al massimo valore di sforzo normale di compressione risulta sempre quello in angolo per la concomitanza di flessione sulla palificata agente in direzione longitudinale e in direzione trasversale. La condizione di carico più gravosa per il plinto si ottiene dunque considerando il comportamento a mensola lungo la direzione congiungente il palo d'angolo più sollecitato con il fusto, come schematizzato nella figura seguente.



Per il calcolo delle sollecitazioni sul plinto si procede quindi nel modo seguente:

- Si calcola il valore del massimo momento flettente dovuto all'azione del palo d'angolo rispetto alla sezione d'incastro posta a 0.30m all'interno del fusto;
- Si considera agente sul palo il valore di sforzo normale relativo alle quattro diverse condizioni di verifica: sisma, stato limite ultimo, stato limite di esercizio e stato limite di fessurazione;
- A tale carico viene sottratto il contributo del peso proprio del plinto e del terreno di ricoprimento, supposti ripartiti uniformemente sui pali e responsabili di oneri trascurabili nei confronti delle armature del plinto stesso.

10.5 COMBINAZIONI DI CARICO

Si riporta di seguito l'elenco delle combinazioni di carico significative per l'analisi della pila e l'esplicitazione dei coefficienti di combinazione applicati ai singoli casi di carico.

Casi di carico	
g1	Carichi strutturali
g2	Permanenti portati
q1	Accidentali
q3	Frenatura
q4	Centrifuga
q5	Vento
q6	Sisma
q7	Resistenze passive dei vincoli
q9	Urto di un veicolo
ε2	Effetti Reologici
ε3	Variazioni termiche
ε4	Cedimenti vincolari

TABELLA COMBINAZIONI DI CARICO

		g1,g2	q1 (CASO 1)	q1 (CASO2)	q3	q4	q5	q7 (CASO 1)	q7 (CASO 2)	ε2	ε3	ε4 (CASO 1)	ε4 (CASO 2)	q6 (S. LONG)	q6 (S. TRASV)	q6 (S. Vert CASO 1)	q6 (S. Vert CASO 2)	q6 (S. imp Long)	q6 (S. imp Trasv)	q9 (Long)	q9 (Trasv)							
STR SLU	SLU 1a	1,00	0	1,0125	0	0	1,50	0	1,00	1,00	0,72	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0						
	SLU 1b	1,35	1,0125	0	0	0	1,50	1,00	0	1,00	0,72	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0						
	SLU 2a	1,00	0	1,35	0	0	0,90	0	1,00	1,00	0,72	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0					
	SLU 2b	1,35	1,35	0	0	0	0,90	1,00	0	1,00	0,72	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0				
	SLU 3a	1,00	0	1,0125	1,35	0	0,90	0	1,00	1,00	0,72	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0			
	SLU 3b	1,35	1,0125	0	1,35	0	0,90	1,00	0	1,00	0,72	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	SLU 4a	1,00	0	1,0125	0	1,35	0,90	0	1,00	1,00	0,72	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	SLU 4b	1,35	1,0125	0	0	1,35	0,90	1,00	0	1,00	0,72	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	SLU 5a	1,00	0	1,0125	0	0	0,90	0	1,50	1,20	1,20	0	1,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	SLU 5b	1,35	1,0125	0	0	0	0,90	1,50	0	1,20	1,20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	SLE	RARA 1a	1,00	0,75	0	0	0	1,00	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		RARA 1b	1,00	0	0,75	0	0	1,00	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		RARA 2a	1,00	1,00	0	0	0	0,60	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		RARA 2b	1,00	0	1,00	0	0	0,60	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
RARA 3a		1,00	0,75	0	1,00	0	0,60	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
RARA 3b		1,00	0	0,75	1,00	0	0,60	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
RARA 4a		1,00	0,75	0	0	1,00	0,60	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
RARA 4b		1,00	0	0,75	0	1,00	0,60	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
RARA 5a		1,00	0,75	0	0	0	0,60	1,00	0	1,00	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
RARA 5b		1,00	0	0,75	0	0	0,60	0	1,00	1,00	1,00	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
FREQ 1a		1,00	0,75	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
FREQ 1b		1,00	0,75	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
FREQ 1c		1,00	0	0,75	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
FREQ 1d		1,00	0	0,75	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
FREQ 2a		1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,60	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
FREQ 2b		1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,60	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
QP 1		1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
QP 2		1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA SLV		SLV 1a	1,00	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	1,00	0,30	0,30	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		SLV 1b	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	1,00	0,30	0,30	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 1c	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	1,00	0,30	0	0,30	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 1d	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	1,00	0,30	0	0,30	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 2a	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	1,00	0,30	0	0	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 2b	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	1,00	0,30	0	0	0	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 2c	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	1,00	0	0,30	0	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 2d	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	1,00	0	0,30	0	0,30	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 3a	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	0,30	1,00	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 3b	1,00	0	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	0,30	1,00	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 3c	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	0,30	0	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 3d	1,00	0	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	0,30	0	1,00	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 4a	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	0,30	1,00	0	0	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 4b	1,00	0	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	0,30	1,00	0	0	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 4c	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0,30	0,30	0	1,00	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0
	SLV 4d	1,00	0	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0,30	0,30	0	1,00	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0
ECCZ	E 1	1,00	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	0	0	
	E 2	1,00	0	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	0	0	0	
	E 3	1,00	0	0	0	0	0	0	0	1,00	0	1,00	0,50	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	0	
	E 4	1,00	0	0	0	0	0	0	0	1,00	1,00	0,50	0	1,00	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,00	0	

10.6 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano i carichi utilizzati (si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato per maggiore dettagli).

10.6.1 Carichi permanenti (g1 e g2)

I carichi permanenti sull'impalcato, sono riportati nella seguente tabella.

GEOMETRIA E CARICHI IMPALCATO	
Lunghezza impalcato	66 m
Larghezza pavimentazione	7.50 m
Larghezza cordolo1	2.40 m
Larghezza cordolo2	0.65 m
Spessore soletta	0.20 m
Spessore pavimentazione	0.11 m
Spessore cordolo 1	0.26 m
Spessore cordolo 1	0.16 m
Altezza traverso	0,55 m
Incidenza in peso della struttura in acciaio	4.0 kN/m ²
Peso proprio traverso	2.0 kN/m
Peso specifico pavimentazione	23.0 kN/m ³
Peso linearizzato barriere di sicurezza	1.5 kN/m
Peso linearizzato rete parasassi	1.5 kN/m

CARICHI PROPRI	A TRAVE
Pesi propri strutturali	
Struttura in acciaio	4.80 kN/ml
Soletta	6.00 kN/ml
TOT Pesi propri	10.80 kN/ml

Per quanto riguarda i carichi permanenti portati si riporta la somma relativa all'intero impalcato:

CARICHI PERMANENTI	A IMPALCATO
Pesi permanenti portati	
Cordoli	28.9+2.6 kN/ml
Pavimentazione	18.98 kN/ml
Barriere/rete parasassi	4,50 kN/ml
TOT Permanenti portati	54.98 kN/ml

Considerando una lunghezza di afferenza della pila pari a 42m e la presenza di 9 travi si ricava il seguente carico sulla pila:

$$N = 42m \times (10.80kN/m \times 9 + 54.98) = 6391.56kN$$

10.6.2 Carichi accidentali (q1)

Si seguono le disposizioni contenute nel D.M. 2018, cap. 5.1.3.3.5, equivalenti a quelle contenute in EN 1991-2. Si fa riferimento a ponti di I categoria.

Nel caso in esame, la carreggiata, di larghezza utile pari a 7.5 m, è in grado di ospitare 2 corsie di carico di larghezza convenzionale pari a 3.0 m. La parte rimanente è pari a 1.5 m.

Corsia di carico n.1 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1: n. 4 carichi concentrati da 150 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 9.0 kN/m² su una larghezza di 3.00m

Corsia di carico n. 2 costituita da:

- ✓ Schema di carico n.1 ridotto: n. 4 carichi concentrati da 100 kN disposti a interasse 2.00m in direzione longitudinale al viadotto e 1.2 m in direzione trasversale
- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su una larghezza di 3.00m.

Corsia di carico n. 3 (parte rimanente) costituita da:

- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² su una larghezza residua d'impalcato.

Folla costituita da:

- ✓ Carico uniformemente ripartito d'intensità 2.5 kN/m² sul marciapiede lato esterno impalcato di larghezza 2.00m.

Si rimanda ai paragrafi successivi per la disposizione delle corsie sulla carreggiata.

10.6.3 Azione di frenamento del veicolo (q3)

Anche in merito all'azione di frenamento si rimanda a quanto prescritto dal DM 17.01.18

L'azione è stata prevista al livello della superficie stradale, come prescritto dalla stessa normativa.

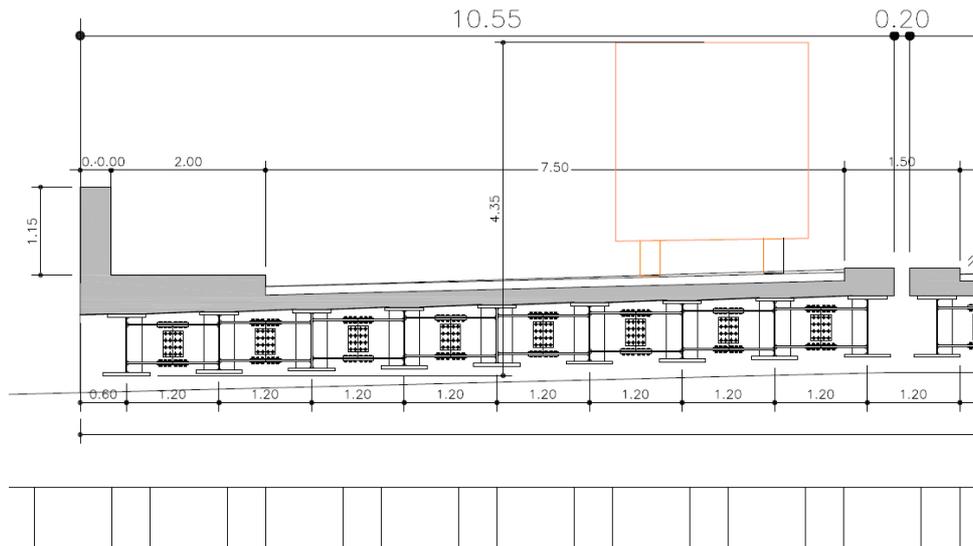
$$180\text{kN} \leq q_3 = 0.6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0.10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900\text{kN}$$

L'azione di frenamento complessiva è pari a 538 kN.

Considerando la rigidezza degli isolatori, sulla pila l'azione dovuta alla frenatura vale:
 $T_{fren} = 538\text{kN} \cdot (9 \cdot 1.8\text{kN/mm}) / (9 \cdot 1.8\text{kN/mm} + 18 \cdot 0.74\text{kN/mm}) = 295\text{kN}$

10.6.4 Azione del vento (q5)

L'azione del vento perpendicolare all'impalcato viene calcolata come indicato al p.to 3.3 del DM 2018 considerando un veicolo di altezza pari a 3,00 m. Nel nostro caso verrà considerata cautelativamente un'altezza di 4.35 m.



Si assume cautelativamente una pressione del vento massima e pari a 2.50 kPa.

$p_w = 2.50 \text{ kN/m}^2$ Pressione del vento

$H_{\text{tot}} = 4.35 \text{ m}$ Altezza totale della superficie esposta al vento

$F_v = 2.5 \times 4.35 = 10.88 \text{ kN/m}$ Azione risultante del vento

Considerando una lunghezza di afferenza pari a 42m l'azione del vento induce sulla pila le seguenti azioni:

$T_{\text{trasv}} = 10.88 \text{ kN/m} \times 42\text{m} = 456.75 \text{ kN}$

$M_{\text{trasv}} = 456.75\text{kN} \times 4.35\text{m}/2 = 993.43\text{kNm}$

10.6.5 Azione sismica (q6)

Ai fini del calcolo dell'impalcato l'azione sismica non è significativa per il dimensionamento in quanto non contemporanea ai carichi verticali e di entità inferiore.

Si riporta la definizione dell'azione sismica che verrà utilizzata per il dimensionamento degli apparecchi di appoggio (isolatori elastomerici in neoprene armato), dei giunti e delle azioni trasmesse alle sottostrutture.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si considerano i seguenti parametri:

- Classe d'uso: L'opera è classificata come Classe d'uso IV e quindi un coefficiente d'uso pari a:
 $C_u = 2$
- Vita nominale: $V_n = 50\text{anni}$

Da cui si ricava il periodo di riferimento per l'azione sismica:

$$V_R = 50 \times 2 = 100\text{anni}$$

A tale valore del periodo di riferimento, considerando l'ubicazione geografica dell'opera, si ricavano, a partire dalla micro-zonazione sismica del territorio nazionale, i parametri riportati nella tabella seguente per la determinazione dell'azione sismica di progetto:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

<input type="radio"/> Ricerca per coordinate	LONGITUDINE 11.3514	LATTITUDINE 44.5075
<input checked="" type="radio"/> Ricerca per comune	REGIONE Emilia-Romagna	PROVINCIA Bologna
	COMUNE Bologna	

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta →

Variabilità dei parametri →

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri →

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

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

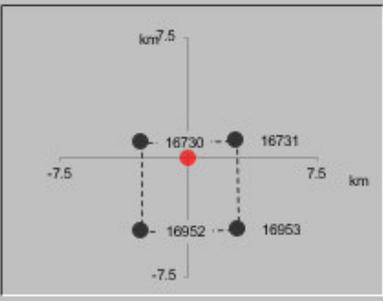
Interpolazione

superficie rigata ▼



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

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

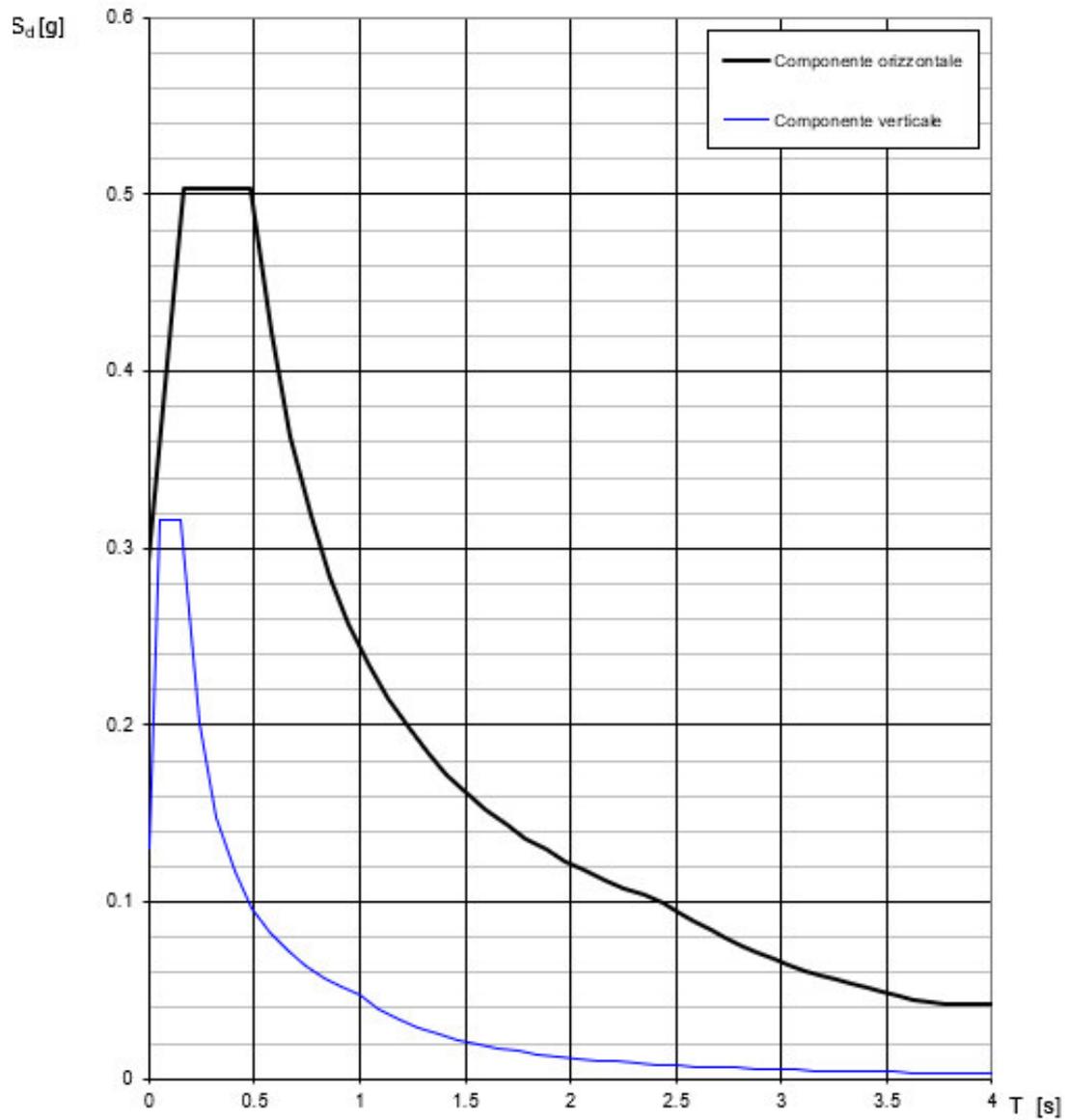
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	60	0.072	2.481	0.275
SLD	101	0.088	2.473	0.285
SLV	949	0.210	2.435	0.314
SLC	1950	0.263	2.451	0.321

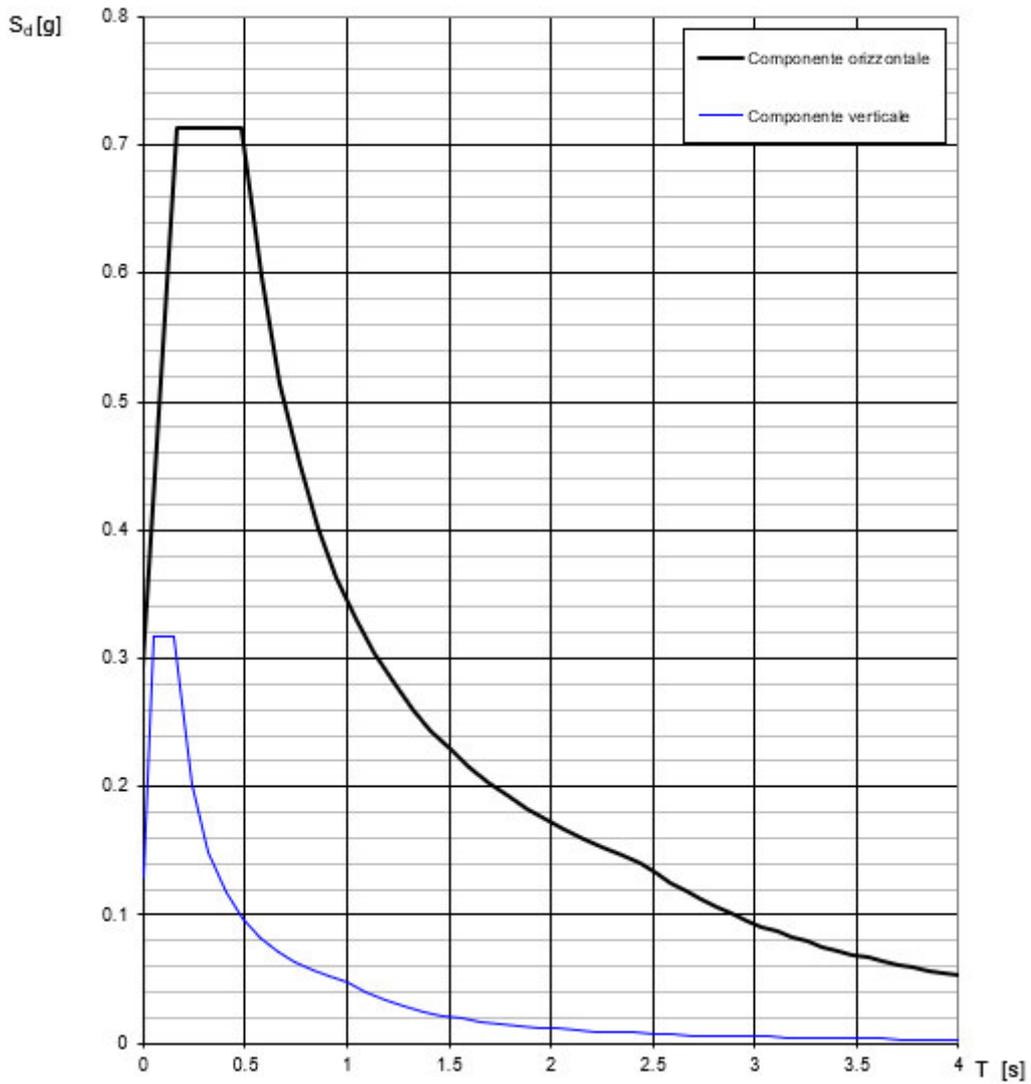
Gli altri parametri considerati ai fini del calcolo dell'azione sismica sono:

- Classificazione sismica del suolo di fondazione: C
- Categoria Topografica T1: $S_T = 1.00$
- Coefficiente amplificazione stratigrafica: $S_s = 1.391$ (SLV)

Sulla base dei parametri riportati in precedenza è possibile ricavare (mediante le funzioni riportate al 3.2.3.2.1 delle NTC'18) gli spettri di progetto in termini di accelerazione elastica per gli stati limite SLV ed SLC.

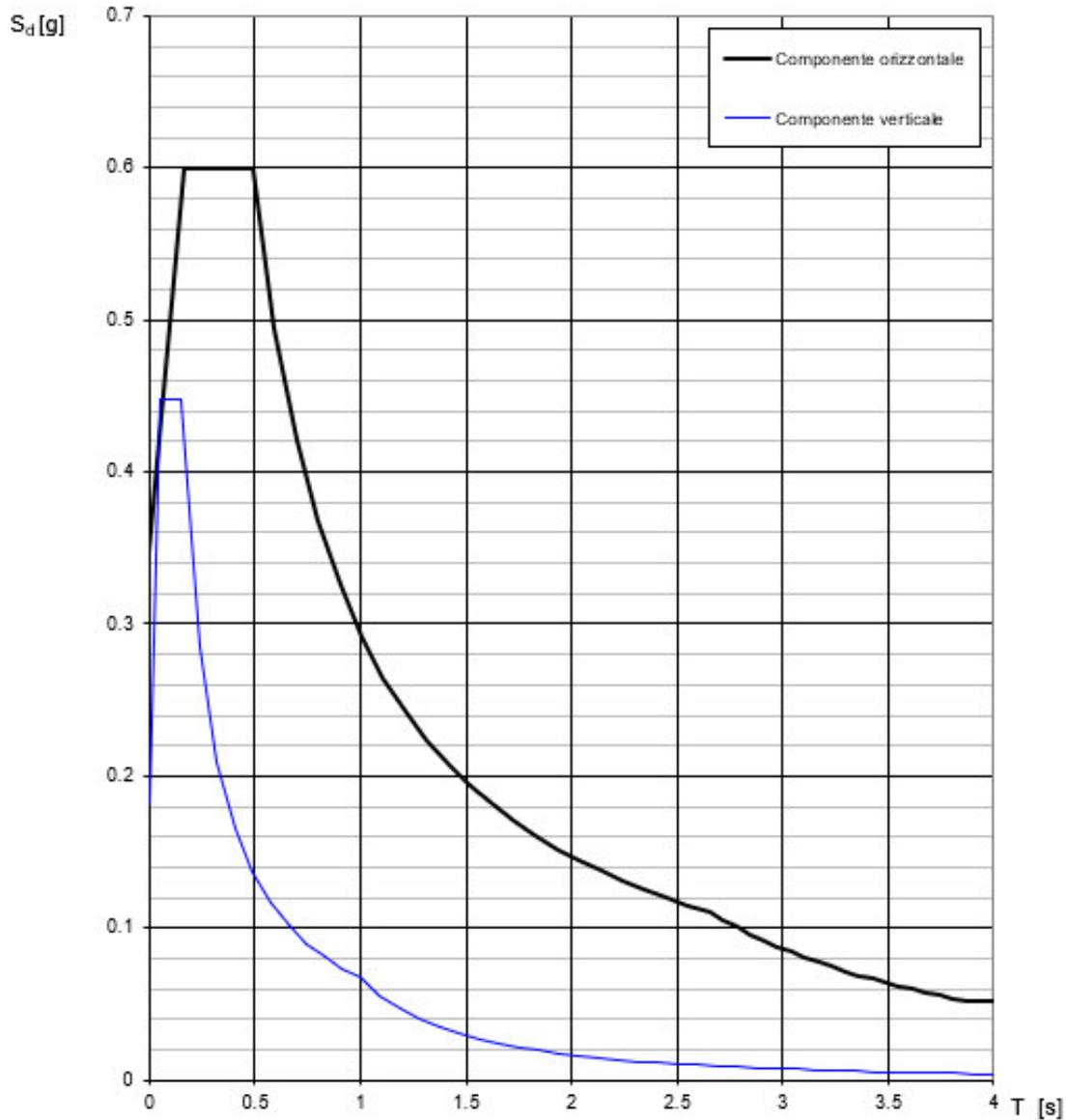
Gli spettri sono riportati nel grafico seguente considerando uno smorzamento del 15%, essendo tale valore il valore di smorzamento degli isolatori. Si precisa quindi che come da NTC18 al 7.10.5.3.1 solo il campo di periodi con $T > 0.8 T_{iso}$ vada ridotto del fattore η . Per il calcolo delle sollecitazioni sulle pile, invece, non si considera lo spettro smorzato.

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV con smorzamento 15%**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV**

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

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC con smorzamento 15%

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLC



L'azione tagliante agli slv vale:

$T_{long, sisma} = 1755 \text{ kN}$

$T_{trasv, sisma} = 1215 \text{ kN}$.

10.7 ANALISI DELLA PILA

Si riportano le caratteristiche della pila in esame.

10.7.1 Dati di input

10.7.1.1 Geometria della pila

Si riportano nella tabella che segue le caratteristiche geometriche di elevazione e fondazione della pila.

DATI RELATIVI ALL'ELEVAZIONE

Altezza fusto	6.00 m
Area della sezione del fusto	10.80 m ²

DATI RELATIVI ALLA PLATEA DI FONDAZIONE

Lunghezza platea	3.80 m
Larghezza platea	10.80 m
Spessore platea	1.50 m

DATI RELATIVI AL TERRENO

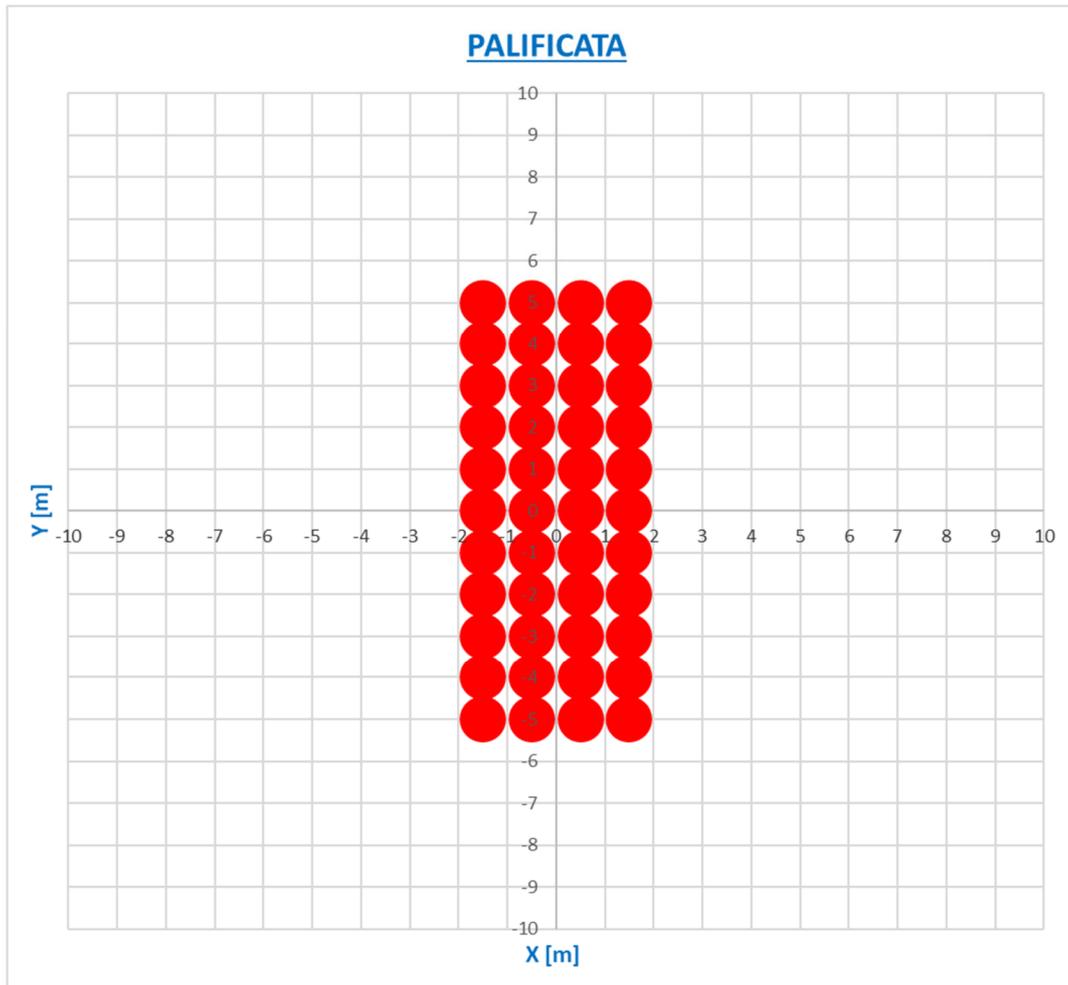
Peso specifico del terreno di ricoprimento	20.00 kN/m ³
Altezza del terreno di ricoprimento	1.00 m

DATI RELATIVI ALLA PALIFICATA DI FONDAZIONE

Numero pali	44.00
Diametro pali	300.00 mm
Modulo di resistenza longitudinale palo più sollecitato	36.66 m ³
Modulo di resistenza trasversale palo più sollecitato	88.00 m ³

Si riassume in tabella la disposizione planimetrica dei pali e nella figura che segue si rappresenta schematicamente la geometria della palificata.

n palo	x	y
1	-1.5	5
2	-1.5	4
3	-1.5	3
4	-1.5	2
5	-1.5	1
6	-1.5	0
7	-1.5	-1
8	-1.5	-2
9	-1.5	-3
10	-1.5	-4
11	-1.5	-5
12	-0.5	5
13	-0.5	4
14	-0.5	3
15	-0.5	2
16	-0.5	1
17	-0.5	0
18	-0.5	-1
19	-0.5	-2
20	-0.5	-3
21	-0.5	-4
22	-0.5	-5
23	0.5	5
24	0.5	4
25	0.5	3
26	0.5	2
27	0.5	1
28	0.5	0
29	0.5	-1
30	0.5	-2
31	0.5	-3
32	0.5	-4
33	0.5	-5
34	1.5	5
35	1.5	4
36	1.5	3
37	1.5	2
38	1.5	1
39	1.5	0
40	1.5	-1
41	1.5	-2
42	1.5	-3
43	1.5	-4
44	1.5	-5



10.7.1.2 Azioni trasmesse dall'impalcato

Le azioni calcolate nella Relazione di calcolo apparecchi di appoggio e trasmesse alla pila in esame sono riportate nella tabella che segue.

	CONDIZIONE ELEMENTARE		N(kN)	Mt(kNm)	TI(kN)	Tt(kN)	Afferenza (m)
CARICHI ELEMENTARI STATICI	Peso permanente	g	6391,56	-	-	-	-
	Carichi accidentali	q ₁	-	-	-	-	42,00
	Frenatura	q ₃	-	-	295,00	-	-
	Vento su impalcato	q ₅	-	993,43	-	456,75	-
CARICHI ELEMENTARI SISMICI	E 1 (massimo sisma longitudinale)	q ₆	-	364,50	1755,00	364,50	-
	E 2 (massimo sisma trasversale)	q ₆	-	1215,00	526,50	1215,00	-
	E 3 (massimo sisma verticale)	q ₆	2026,12	-	-	-	-

10.7.1.3 Azioni accidentali da traffico veicolare

Si calcolano le azioni da traffico veicolare dimensionanti nella verifica degli elementi della pila.

Le colonne dei carichi mobili vengono disposte, a partire da quella di entità massima, in adiacenza al cordolo numero 2, definito come il cordolo di larghezza minore. Il numero di colonne di carico prese in considerazione è quello che determina le condizioni più sfavorevoli per la fondazione. Nello specifico, verranno analizzate diverse configurazioni di colonne a partire dal numero massimo possibile sulla sezione trasversale fino alla singola colonna, in modo da valutare sia le massime azioni in compressione sia quelle in trazione.

Nelle seguenti tabelle vengono riportate le reazioni delle varie colonne di carico con le rispettive eccentricità (l'eccentricità è calcolata rispetto al baricentro della sezione trasversale della soletta, intesa come somma della larghezza della carreggiata e dei due cordoli) sia per la massima compressione (ottenuta tramite due colonne di carico e la folla agente sul cordolo) sia per la massima trazione (una colonna di carico e la folla agente sul cordolo).

Disposizione delle colonne di carico per la massima compressione:

Reazione 1° colonna di carico	1734.00 kN
Eccentricità 1° colonna di carico	3.15 m
Reazione 2° colonna di carico	715.00 kN
Eccentricità 2° colonna di carico	0.15 m
Reazione folla su cordolo 2	73.50 kN
Eccentricità folla su cordolo 2	5.00 m

Disposizione delle colonne di carico per la massima trazione:

Reazione 1° colonna di carico	1734.00 kN
Eccentricità 1° colonna di carico	3.15 m
Reazione folla su cordolo 2	73.50 kN
Eccentricità folla su cordolo 2	5.00 m

10.7.1.4 Azioni relative alla pila

Si riportano di seguito le azioni trasmesse dalla pila.

Peso proprio fusto	kN	1620.00
--------------------	----	---------

Azioni relative alla platea di fondazione

Peso proprio della platea	kN	1539.00
---------------------------	----	---------

Peso del terreno di ricoprimento	kN	604.80
----------------------------------	----	--------

Peso totale fondazione	kN	2143.80
------------------------	----	---------

Azione del vento

Superficie pila investita del vento spirante in direzione trasversale	m ²	6.00
---	----------------	------

Spinta relativa	kN	15.00
-----------------	----	-------

applicata a quota da base fusto	m	3.00
---------------------------------	---	------

Urto veicolo in svio

Azione urto longitudinale	kN	1000.00
---------------------------	----	---------

Azione urto trasversale	kN	500.00
-------------------------	----	--------

applicata a quota da base fusto	m	2.00
---------------------------------	---	------

Azione sismica pila

Azione sisma longitudinale	kN	837.95
----------------------------	----	--------

Azione sisma trasversale	kN	507.61
--------------------------	----	--------

applicata a quota da base fusto	m	3.00
---------------------------------	---	------

Azione sisma verticale positiva	kN	210.46
---------------------------------	----	--------

Azione sisma verticale negativa	kN	-210.46
---------------------------------	----	---------

Azione sismica plinto

Azione sisma longitudinale	kN	450.20
----------------------------	----	--------

Azione sisma trasversale	kN	450.20
--------------------------	----	--------

applicata a quota da intradosso fondazione	m	0.75
--	---	------

Azione sisma verticale positiva	kN	278.51
---------------------------------	----	--------

Azione sisma verticale negativa	kN	-278.51
---------------------------------	----	---------

10.7.2 Risultati dell'analisi

10.7.2.1 Azioni elementari a base fusto

Vengono di seguito riportate le azioni elementari (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) che si hanno in tutte le condizioni di carico previste dalla normativa al piede del fusto della pila.

CONDIZIONE ELEMENTARE		N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
PILA						
Peso proprio elevazione pila	g	1620.00	-	-	-	-
Vento su pila	q5	-	-	45.00	-	15.00
Urto di veicoli in svio	q9	-	2000.00	1000.00	1000.00	500.00
Azioni sismiche long. Pila	q6l	-	2513.84	-	837.95	-
Azioni sismiche trasv. pila	q6t	-	-	1522.82	-	507.61
Azioni sismiche vert. Pos. Pila	q6v	210.46	-	-	-	-
Azioni sismiche vert. Neg. Pila	q6v	-210.46	-	-	-	-
IMPALCATO						
Peso permanente	g	6391.56	-	0.00	-	-
Traffico (Max compressione)	q1	2522.50	-	5936.85	-	-
Traffico (max trazione)	q1	1807.50	-	5829.60	-	-
Vento su impalcato	q5	-	-	3733.93	-	456.75
Frenatura	q3	-	1770.00	-	295.00	-
Azione sismica orizzontale longitudinale	q6l	-	10530.00	2551.50	1755.00	364.50
Azione sismica orizzontale trasversale	q6t	-	3159.00	8505.00	526.50	1215.00
Azione sismica verticale pos.	q6v	2026.12	-	-	-	-
Azione sismica verticale neg.	q6v	-2026.12	-	-	-	-

10.7.2.2 Combinazioni di carico a base fusto

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) in tutte le combinazioni di carico previste dalla normativa: agli Stati Limite di Esercizio, agli Stati Limite Ultimi e in combinazione sismica.

Combinazione di carico	N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
SLU 1a	9841.65	0.00	11570.87	0.00	707.63
SLU 1b	13369.64	0.00	11679.46	0.00	707.63
SLU 2a	10451.69	0.00	11271.00	0.00	424.58
SLU 2b	14220.98	0.00	11415.79	0.00	424.58
SLU 3a	9841.65	2389.50	9303.51	398.25	424.58
SLU 3b	13369.64	2389.50	9412.10	398.25	424.58
SLU 4a	9841.65	0.00	9303.51	0.00	424.58
SLU 4b	13369.64	0.00	9412.10	0.00	424.58
SLU 5a	9841.65	0.00	9303.51	0.00	424.58
SLU 5b	13369.64	0.00	9412.10	0.00	424.58
SLE RARA 1a	9903.44	0.00	8231.57	0.00	471.75
SLE RARA 1b	9367.19	0.00	8151.13	0.00	471.75
SLE RARA 2a	10534.06	0.00	8204.21	0.00	283.05
SLE RARA 2b	9819.06	0.00	8096.96	0.00	283.05
SLE RARA 3a	9903.44	1770.00	6720.00	295.00	283.05
SLE RARA 3b	9367.19	1770.00	6639.56	295.00	283.05
SLE RARA 4a	9903.44	0.00	6720.00	0.00	283.05
SLE RARA 4b	9367.19	0.00	6639.56	0.00	283.05
SLE RARA 5a	9903.44	0.00	6720.00	0.00	283.05
SLE RARA 5b	9367.19	0.00	6639.56	0.00	283.05
SLE FREQ 1a	9903.44	0.00	4452.64	0.00	0.00
SLE FREQ 1b	9903.44	0.00	4452.64	0.00	0.00
SLE FREQ 1c	9367.19	0.00	4372.20	0.00	0.00
SLE FREQ 1d	9367.19	0.00	4372.20	0.00	0.00
SLE FREQ 2a	8011.56	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE FREQ 2b	8011.56	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE QP 1	8011.56	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE QP 2	8011.56	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV 1a	8682.54	13043.84	3008.35	2592.95	516.78
SLV 1b	8682.54	13043.84	3008.35	2592.95	516.78
SLV 1c	7340.58	13043.84	3008.35	2592.95	516.78
SLV 1d	7340.58	13043.84	3008.35	2592.95	516.78
SLV 2a	8682.54	3913.15	10027.82	777.88	1722.61
SLV 2b	8682.54	3913.15	10027.82	777.88	1722.61
SLV 2c	7340.58	3913.15	10027.82	777.88	1722.61

SLV 2d	7340.58	3913.15	10027.82	777.88	1722.61
SLV 3a	10248.15	11284.15	3008.35	2006.38	516.78
SLV 3b	10248.15	11284.15	3008.35	2006.38	516.78
SLV 3c	5774.97	11284.15	3008.35	2006.38	516.78
SLV 3d	5774.97	11284.15	3008.35	2006.38	516.78
SLV 4a	10248.15	3913.15	8961.85	777.88	1367.28
SLV 4b	10248.15	3913.15	8961.85	777.88	1367.28
SLV 4c	5774.97	3913.15	8961.85	777.88	1367.28
SLV 4d	5774.97	3913.15	8961.85	777.88	1367.28
E 1	8011.56	0.00	2000.00	0.00	1000.00
E 2	8011.56	0.00	2000.00	0.00	1000.00
E 3	8011.56	1000.00	0.00	500.00	0.00
E 4	8011.56	1000.00	0.00	500.00	0.00

10.7.2.3 Azioni elementari ad intradosso fondazione

Vengono di seguito riportate le azioni elementari (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) che si hanno in tutte le condizioni di carico previste dalla normativa ad intradosso fondazione.

CONDIZIONE ELEMENTARE		N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
PILA						
Peso proprio elevazione pila	g	1620.00	-	0.00	-	-
Peso fondazione (platea + terreno)	g	2143.80	-	-	-	-
Vento su pila	q5	-	-	67.50	-	15.00
Urto di veicoli in svio	q9	-	3500.00	1750.00	1000.00	500.00
Azioni sismiche long. Pila	q6l	-	3770.76	-	837.95	-
Azioni sismiche trasv. pila	q6t	-	-	2284.23	-	507.61
Azioni sismiche vert. Pos. Pila	q6v	210.46	-	-	-	-
Azioni sismiche vert. Neg. Pila	q6v	-210.46	-	-	-	-
Azioni sismiche long. Plinto	q6l	-	337.65	-	450.20	-
Azioni sismiche trasv. Plinto	q6t	-	-	337.65	-	450.20
Azioni sismiche vert. Pos. Plinto	q6v	278.51	-	-	-	-
Azioni sismiche vert. Neg. Plinto	q6v	-278.51	-	-	-	-
IMPALCATO						
Peso permanente	g	6391.56	-	0.00	-	-
Traffico (Max compressione)	q1	2522.50	-	5936.85	-	-
Traffico (max trazione)	q1	1807.50	-	5829.60	-	-
Vento su impalcato	q5	-	-	4419.06	-	456.75
Frenatura	q3	-	2212.50	-	295.00	-
Azione sismica orizzontale longitudinale	q6l	-	13162.50	3098.25	1755.00	364.50
Azione sismica orizzontale trasversale	q6t	-	3948.75	10327.50	526.50	1215.00

Azione sismica verticale pos.	q6v	2026.12	-	-	-	-
Azione sismica verticale neg.	q6v	-2026.12	-	-	-	-

10.7.2.4 Combinazioni di carico ad intradosso fondazione

Vengono di seguito riportate le sollecitazioni (sforzo normale, momento flettente nel piano longitudinale, momento flettente nel piano trasversale, taglio longitudinale e taglio trasversale) in tutte le combinazioni di carico previste dalla normativa: agli Stati Limite di Esercizio, agli Stati Limite Ultimi e in combinazione sismica.

Combinazione di carico	N (kN)	MI (kNm)	Mt (kNm)	TI (kN)	Tt (kN)
SLU 1a	11985.45	0.00	12632.30	0.00	707.63
SLU 1b	16263.77	0.00	12740.90	0.00	707.63
SLU 2a	12595.49	0.00	11907.86	0.00	424.58
SLU 2b	17115.11	0.00	12052.65	0.00	424.58
SLU 3a	11985.45	2986.88	9940.37	398.25	424.58
SLU 3b	16263.77	2986.88	10048.96	398.25	424.58
SLU 4a	11985.45	0.00	9940.37	0.00	424.58
SLU 4b	16263.77	0.00	10048.96	0.00	424.58
SLU 5a	11985.45	0.00	9940.37	0.00	424.58
SLU 5b	16263.77	0.00	10048.96	0.00	424.58
SLE RARA 1a	12047.24	0.00	8939.19	0.00	471.75
SLE RARA 1b	11510.99	0.00	8858.76	0.00	471.75
SLE RARA 2a	12677.86	0.00	8628.78	0.00	283.05
SLE RARA 2b	11962.86	0.00	8521.53	0.00	283.05
SLE RARA 3a	12047.24	2212.50	7144.57	295.00	283.05
SLE RARA 3b	11510.99	2212.50	7064.13	295.00	283.05
SLE RARA 4a	12047.24	0.00	7144.57	0.00	283.05
SLE RARA 4b	11510.99	0.00	7064.13	0.00	283.05
SLE RARA 5a	12047.24	0.00	7144.57	0.00	283.05
SLE RARA 5b	11510.99	0.00	7064.13	0.00	283.05
SLE FREQ 1a	12047.24	0.00	4452.64	0.00	0.00
SLE FREQ 1b	12047.24	0.00	4452.64	0.00	0.00
SLE FREQ 1c	11510.99	0.00	4372.20	0.00	0.00
SLE FREQ 1d	11510.99	0.00	4372.20	0.00	0.00
SLE FREQ 2a	10155.36	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE FREQ 2b	10155.36	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE QP 1	10155.36	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE QP 2	10155.36	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV 1a	10909.89	17270.91	3884.81	3043.15	651.84
SLV 1b	10909.89	17270.91	3884.81	3043.15	651.84
SLV 1c	9400.83	17270.91	3884.81	3043.15	651.84

SLV 1d	9400.83	17270.91	3884.81	3043.15	651.84
SLV 2a	10909.89	5181.27	12949.38	912.95	2172.81
SLV 2b	10909.89	5181.27	12949.38	912.95	2172.81
SLV 2c	9400.83	5181.27	12949.38	912.95	2172.81
SLV 2d	9400.83	5181.27	12949.38	912.95	2172.81
SLV 3a	12670.46	14395.02	3884.81	2141.45	651.84
SLV 3b	12670.46	14395.02	3884.81	2141.45	651.84
SLV 3c	7640.26	14395.02	3884.81	2141.45	651.84
SLV 3d	7640.26	14395.02	3884.81	2141.45	651.84
SLV 4a	12670.46	5181.27	11114.06	912.95	1502.34
SLV 4b	12670.46	5181.27	11114.06	912.95	1502.34
SLV 4c	7640.26	5181.27	11114.06	912.95	1502.34
SLV 4d	7640.26	5181.27	11114.06	912.95	1502.34
E 1	10155.36	0.00	3500.00	0.00	1000.00
E 2	10155.36	0.00	3500.00	0.00	1000.00
E 3	10155.36	1750.00	0.00	500.00	0.00
E 4	10155.36	1750.00	0.00	500.00	0.00

10.7.2.5 Sollecitazioni sui micropali

Nel seguente paragrafo si riportano le sollecitazioni sui micropali.

Combinazione di carico	Qmax (kN)	Qmin (kN)	Mmax (kN)	Hmax (kN)
SLU 1a	427.08	117.71	26.73	19.30
SLU 1b	525.55	213.71	26.73	19.30
SLU 2a	428.26	144.26	16.04	11.58
SLU 2b	532.62	245.34	16.04	11.58
SLU 3a	488.54	56.25	21.99	15.88
SLU 3b	587.01	152.25	21.99	15.88
SLU 4a	392.04	152.76	16.04	11.58
SLU 4b	490.51	248.76	16.04	11.58
SLU 5a	392.04	152.76	16.04	11.58
SLU 5b	490.51	248.76	16.04	11.58
SLE RARA 1a	382.81	164.79	17.82	12.87
SLE RARA 1b	369.71	153.52	17.82	12.87
SLE RARA 2a	390.64	185.62	10.69	7.72
SLE RARA 2b	373.17	170.59	10.69	7.72
SLE RARA 3a	430.93	116.67	15.44	11.15
SLE RARA 3b	417.83	105.40	15.44	11.15
SLE RARA 4a	359.44	188.16	10.69	7.72
SLE RARA 4b	346.34	176.88	10.69	7.72
SLE RARA 5a	359.44	188.16	10.69	7.72
SLE RARA 5b	346.34	176.88	10.69	7.72
SLE FREQ 1a	324.40	223.20	0.00	0.00
SLE FREQ 1b	324.40	223.20	0.00	0.00
SLE FREQ 1c	311.30	211.93	0.00	0.00
SLE FREQ 1d	311.30	211.93	0.00	0.00
SLE FREQ 2a	230.80	230.80	0.00	0.00
SLE FREQ 2b	230.80	230.80	0.00	0.00
SLE QP 1	230.80	230.80	0.00	0.00
SLE QP 2	230.80	230.80	0.00	0.00
SLV 1a	888.33	-392.43	117.56	84.88
SLV 1b	888.33	-392.43	117.56	84.88
SLV 1c	854.04	-426.73	117.56	84.88
SLV 1d	854.04	-426.73	117.56	84.88
SLV 2a	605.10	-109.19	89.03	64.28
SLV 2b	605.10	-109.19	89.03	64.28
SLV 2c	570.80	-143.49	89.03	64.28
SLV 2d	570.80	-143.49	89.03	64.28
SLV 3a	815.85	-239.92	84.56	61.05
SLV 3b	815.85	-239.92	84.56	61.05
SLV 3c	701.53	-354.25	84.56	61.05

SLV 3d	701.53	-354.25	84.56	61.05
SLV 4a	613.70	-37.77	66.41	47.94
SLV 4b	613.70	-37.77	66.41	47.94
SLV 4c	499.38	-152.09	66.41	47.94
SLV 4d	499.38	-152.09	66.41	47.94
E 1	286.32	175.29	37.77	27.27
E 2	286.32	175.29	37.77	27.27
E 3	297.42	164.19	18.89	13.64
E 4	297.42	164.19	18.89	13.64

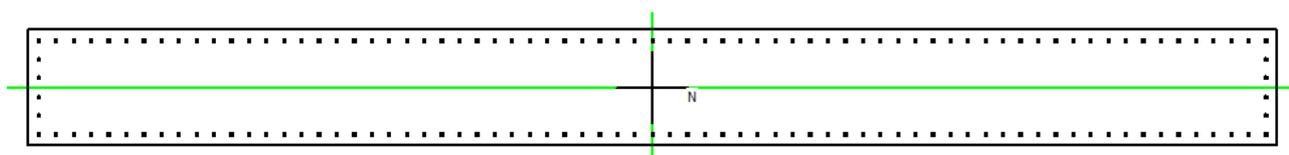
10.8 VERIFICHE STRUTTURALI

Le verifiche degli elementi strutturali verranno eseguite a partire dalle sollecitazioni ricavate nei paragrafi precedenti.

10.8.1 Verifiche del fusto

10.8.1.1 Caratteristiche della sezione

La base della pila ha sezione rettangolare e prevede le seguenti caratteristiche geometriche e la seguente armatura verticale ed orizzontale:



Sezione di verifica.

Larghezza direzione longitudinale (cm)	100.00
Larghezza direzione trasversale (cm)	1080.00
Armatura	Ø26/15
Armatura orizzontale	Staffe Ø14/20 a due braccia

10.8.1.2 Verifiche di resistenza allo S.L.U.

10.8.1.2.1 Pressoflessione

Le verifiche a pressoflessione del fusto vengono eseguite tramite il confronto dei valori di N, M sollecitanti con i domini di resistenza della sezione. Di seguito si riportano le verifiche per le diverse combinazioni di carico precedentemente descritte. Si utilizza, a favore di sicurezza, il minimo N ricavato in precedenza.

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-540	50
2	-540	-50
3	540	-50
4	540	50

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	-530.7	-24.42
2	5.31	-530.7	-8.14
3	5.31	-530.7	8.14
4	5.31	-530.7	24.42
5	5.31	530.7	24.42
6	5.31	530.7	8.14

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Salvat

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

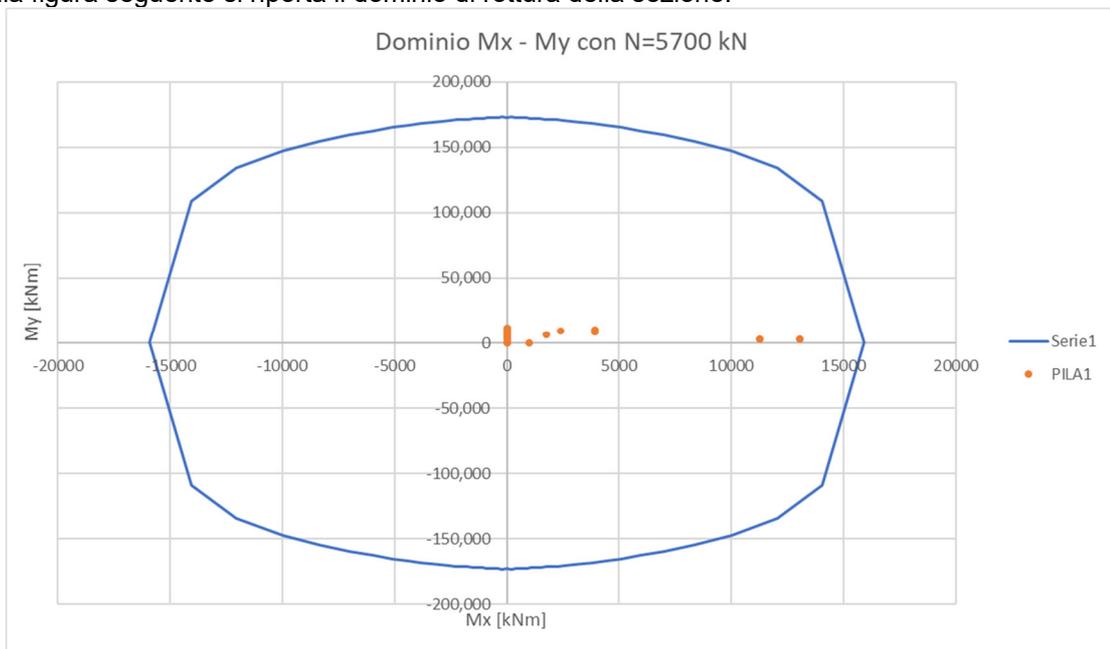
Precompresso

Materiali

B450C		C35/45	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200,000 N/mm ²	f_{cd}	19.83
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	13.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.8
		τ_{c1}	2.257

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Nella figura seguente si riporta il dominio di rottura della sezione:



La verifica si ritiene soddisfatta essendo il momento sollecitante interno al dominio di rottura per tutte le combinazioni sopracitate.

10.8.1.2.2 Taglio

Verifica a taglio in direzione longitudinale

A favore di sicurezza si esegue la verifica con lo sforzo normale N minimo senza considerare le staffe.

V_{sdu}	2593	kN
N_{sdu}	5700	kN
R_{ck}	45	N/mm ²
f_{ck}	35	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	1080	cm
d	92.00	cm
A_{sl}	318.6	cm ²
c	8.00	cm
f_{cd}	19.833	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.467	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.5293	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	4703.061	kN

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo il taglio sollecitante $V_{sdu} < V_{Rd}$.

Verifica a taglio in direzione trasversale

A favore di sicurezza si esegue la verifica con lo sforzo normale N minimo senza considerare le staffe.

V_{sdu}	1722	kN
N_{sdu}	5700	kN
R_{ck}	45	N/mm ²
f_{ck}	35	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	100	cm
d	1072.00	cm
A_{sl}	53.1	cm ²
c	8.00	cm
f_{cd}	19.833	N/mm ²
$f_{ctd_{0,05}}$	1.467	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.5280	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	2605.533	kN

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo il taglio sollecitante $V_{sdu} < V_{Rd}$.

10.8.1.3 Verifiche tensionali allo S.L.E.

Si esegue la verifica tensionale con la condizione di carico più gravosa in combinazione rara. Le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'acciaio risultano:

Titolo :

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-540	50
2	-540	-50
3	540	-50
4	540	50

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	-530.7	-24.42
2	5.31	-530.7	-8.14
3	5.31	-530.7	8.14
4	5.31	-530.7	24.42
5	5.31	530.7	24.42
6	5.31	530.7	8.14

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**

N _{Ed}	<input type="text" value="5700"/>	<input type="text" value="9300"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="13044"/>	<input type="text" value="1770"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="3008"/>	<input type="text" value="6720"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C	C35/45
ϵ_{su} <input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd} <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3.5"/>
E_s <input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f_{cd} <input type="text" value="19.83"/>
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd} <input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="13.5"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co} <input type="text" value="0.8"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="2.257"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²

ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

Poiché i valori di f_c e f_s rispettano i limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte. Essendo la verifica soddisfatta in condizione rara (con le limitazioni della condizione quasi permanente), la condizione "Quasi permanente" risulta automaticamente soddisfatta in quanto presenta carichi inferiori.

10.8.1.4 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono condotte per le combinazioni di carico in combinazione frequente.

Titolo :

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	-540	50
2	-540	-50
3	540	-50
4	540	50

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5.31	-530.7	-24.42
2	5.31	-530.7	-8.14
3	5.31	-530.7	8.14
4	5.31	-530.7	24.42
5	5.31	530.7	24.42
6	5.31	530.7	8.14

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="5700"/>	<input type="text" value="9300"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="13044"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="3008"/>	<input type="text" value="4453"/>

P.to. applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C35/45	
ε _{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ε _{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f _{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε _{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E _s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f _{cd}	<input type="text" value="19.83"/>
E _s /E _c	<input type="text" value="15"/>	f _{cc} /f _{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ε _{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="13.5"/>
σ _{s,adm}	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ _{co}	<input type="text" value="0.8"/>
		τ _{c1}	<input type="text" value="2.257"/>

σ_c N/mm²

ε_s ‰

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

La sezione rimane sempre compressa.

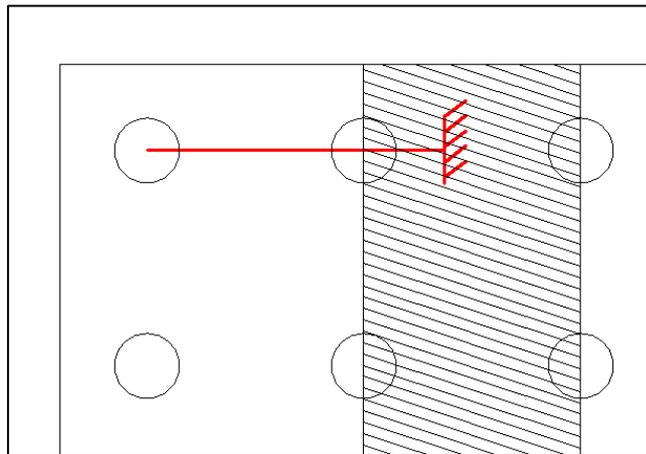
Si esegue la verifica considerando il metodo tabellare proposto dalla circolare al capitolo C4.1.2.2.4.6. La verifica risulta pertanto soddisfatta. La condizione "Quasi permanente" risulta automaticamente soddisfatta in quanto presenta carichi inferiori.

10.8.2 Verifiche del plinto

Le verifiche dei plinti vengono eseguite con riferimento alle indicazioni riportate nel capitolo "Criteri di calcolo".

10.8.2.1 Caratteristiche della sezione

Con riferimento alla figura che segue, si riportano le principali caratteristiche geometriche del plinto e si calcolano i valori del momento flettente nelle quattro condizioni per le quali devono essere svolte le verifiche di resistenza e di fessurazione.



Dimensione longitudinale plinto B	3.80	m
Dimensione trasversale plinto D	10.80	m
Spessore plinto	1.50	m
Area fusto pila	10.90	mq
numero pali	44.00	
Lunghezza mensola	1.30	m

Si considera la seguente sezione di verifica:

Larghezza b (cm)	90.00
Altezza h (cm)	150.00
Armatura inferiore	1Ø26/15

10.8.2.2 Azioni sollecitanti

Le sollecitazioni flettenti massime sul plinto vengono ricavate considerando per ogni combinazione di carico il massimo valore di carico agente sul palo tra le pile oggetto del presente paragrafo. In alcuni per comodità e a favore di sicurezza, non si sottrae il contributo del peso proprio del plinto e del terreno di ricoprimento.

Condizione di SLU-SLV

Carico massimo	888,00	kN
Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:		
$M=P \cdot l =$	1155,00	kNm

Configurazione di carico rara

Carico massimo	431,00	kN
Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:		
$M=P \cdot l =$	560,00	kNm

Configurazione di carico frequente

Carico massimo	324,00	kN
Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:		
$M=P \cdot l =$	421,00	kN

Configurazione di carico quasi permanente

Carico massimo	231,00	kN
Il momento flettente nella sezione di incastro risulta:		
$M=P \cdot l =$	300,00	kNm

10.8.2.3 Verifiche di resistenza allo S.L.U.

10.8.2.3.1 Pressoflessione

La verifica allo stato limite ultimo viene condotta con riferimento alle sollecitazioni più gravose fra la condizione statica e quella sismica.

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	90	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.86	143

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

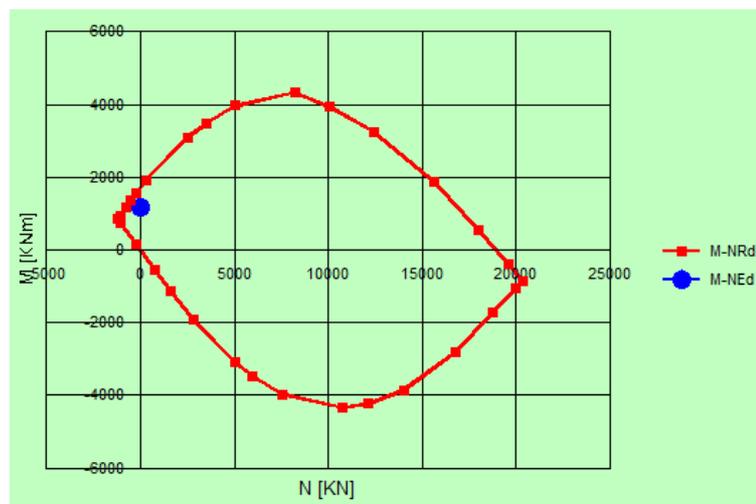
Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.

 L₀ cm
 Precompresso

Nella figura seguente si riporta il dominio di rottura della sezione:



La verifica si ritiene soddisfatta essendo il momento sollecitante interno al dominio di rottura.

10.8.2.3.2 Taglio

Si considerano staffe $\phi 12$ 40x20cm.

V_{sdu}	888	kN
N_{sdu}	0	kN
R_{ck}	30	N/mm ²
f_{ck}	25	N/mm ²
γ_c	1.5	
f_{yk}	450	N/mm ²
b_w	90	cm
d	142.00	cm
A_{sl}	31.86	cm ²
c	8.00	cm
α	90	gradi
α	1.57	rad
θ	21.80	gradi
$ctg\theta$	2.50	
$\theta_{imposto}$	21.80	gradi
A_{sw}	2.83	cm ²
passo staffe	20.00	cm
f_{cd}	14.167	N/mm ²
$f_{ctd,0,05}$	1.119	N/mm ²
f_{yd}	391.304	N/mm ²
σ_{cp}	0.0000	N/mm ²
<i>verifica senza armatura resistente a taglio</i>		
V_{Rd}	388.144	kN
$V_{Rd,min}$	360.713	kN
<i>verifica con armatura resistente a taglio (staffe)</i>		
V_{Rcd}	2809.251	kN
V_{Rsd}	1766.058	kN
V_{Rd}	1766.058	kN

La verifica risulta quindi soddisfatta essendo il taglio sollecitante $V_{sdu} < V_{Rd}$.

10.8.2.3.3 Verifiche tensionali allo S.L.E.

Si esegue la verifica tensionale con la condizione di carico più gravosa in combinazione rara. Le tensioni di compressione nel calcestruzzo e di trazione nell'acciaio risultano:

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	90	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.86	143

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="1155"/>	<input type="text" value="560"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN
 yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	<input type="text" value="67.5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3.5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200,000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="14.17"/>
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0.8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1.957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="9.75"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0.6"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="1.829"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Poiché i valori di f_c e f_s rispettano i limiti prescritti, le verifiche sono soddisfatte. Essendo la verifica soddisfatta in condizione rara (con le limitazioni della condizione quasi permanente), la condizione "Quasi permanente" risulta automaticamente soddisfatta in quanto presenta carichi inferiori.

10.8.2.4 Verifiche a fessurazione

Le verifiche a fessurazione vengono condotte per le combinazioni di carico in combinazione frequente.

Titolo :

N° figure elementari N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	90	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	31.86	143

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="1155"/>	<input type="text" value="421"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

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 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

σ_c -2.089 N/mm²
 σ_s 100.4 N/mm²
 ϵ_s 0.5018 ‰
 d 143 cm
 x 34.02 x/d 0.2379
 δ 0.7374

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

Caratteristiche dei materiali			
Classe cls	$f_{ck} =$	25	N/mm²
Modulo elastico acciaio	$E_s =$	210000	N/mm²
Modulo elastico del calcestruzzo	$E_{cm0} =$	31476	N/mm²
Resistenza a trazione media	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm²
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0 =$	15	
Caratteristiche della sezione			
Altezza	H =	150	cm
Larghezza	B =	90	cm
Momento di fessurazione	$M_{fess} =$	866	kNm
Copriferro baricentrico acciaio teso	cb =	8.00	cm
Area acciaio teso	$A_s =$	31.86	cm²
Ricoprimento barre esterne tese	c =	5.0	cm
Diametro massimo barre tese	F =	2.6	cm
Diametro medio equivalente	$F_m =$	2.60	cm

Sezione fessurata: apertura fessure			
Momento esterno	M_{est}	-	kNm
Tensione media barre	$s_{sm} =$	100.40	N/mm ²
Asse neutro	$x =$	34.02	cm
Altezza utile	$d =$	142.00	cm
Deformazione media barre	$e_1 =$	5.14E-04	
Distanza media fra due fessure successive			
Distanza media barre	$s =$	8.0	cm
Coefficiente k_2	$k_2 =$	0.50	
Coefficiente k_3	$k_3 =$	3.400	
Larghezza efficace	$b_{eff} =$	90.0	cm
Altezza efficace	$h_{c,eff} =$	20.0	cm
Area efficace	$A_{ceff} =$	1800.0	cm ²
Area armature poste in A_{ceff}	$A_s =$	31.86	cm ²
Distanza massima fra due fessure	$D_{smax} =$	41.97	cm
Coefficiente k_t	$k_t =$	0.4	
Coefficiente k_1	$k_1 =$	0.8	
Coefficiente k_4	$k_4 =$	0.425	
Deformazione unitaria media	$e_{sm} =$	2.87E-04	
Ampiezza fessura	$w_k =$	0.120	mm

La verifica risulta soddisfatta ($w = 0.2\text{mm}$). Essendo la verifica soddisfatta in condizione frequente (con le limitazioni della condizione quasi permanente), la condizione "Quasi permanente" risulta automaticamente soddisfatta in quanto presenta carichi inferiori.

10.8.3 Verifiche micropali di fondazione

Nel presente paragrafo si verificano i micropali $d=30\text{cm}$ armati con tubo $\phi 219\text{mm}$ sp.11 mm.

TIPO ACCIAIO (Fe):	S 355	Mpa
COEFFICIENTE PARZIALE SU ACCIAIO (γ_{m0}):	1.05	-
MODULO ELASTICO (E):	2.10E+08	kPa
SNERVAMENTO (f_y):	355	MPa
AMMISSIBILE (σ_{amm}):	338.1	MPa

DIAMETRO ESTERNO (D_e):	219	mm
SPESSORE (s):	11	mm
COEFFICIENTE ϵ :	0.81	-
PESO (q):	56.43	kg/m
RAGGIO D'INERZIA (i):	7.36	cm
AREA (A):	71.88	cm ²
MOMENTO D'INERZIA (J):	3898.12	cm ⁴
MODULO RESISTENTE (W):	355.99	cm ³
MODULO PLASTICO (W_{pl}):	476.35	cm ³

CARICO VERTICALE DI PROGETTO (N_{sd})=	888	kN
AZIONE DI TAGLIO DI PROGETTO (V_{sd})=	85	kN
MOMENTO DI PROGETTO (M_{sd})=	114	kNm

$N_{pl,Rd}$ =	2430.22	kN
$V_{pl,Rd}$ =	893.23	kN
$V_{pl,Rd}$ (per verifica caso D- Pressoflessione + taglio) =	0.00	kN
A_v =	0.004576	m ²
$1-\rho$ =	0.344418333	-

$M_{pl,Rd}$ (FLESSIONE PURA) =	161	kNm
$M_{v,Rd}$ (FLESSIONE+TAGLIO)=	161	kNm
$M_{N,Rd}$ (PRESSOFLESSIONE) =	140	kNm
$M_{N,Rd}$ (PRESSOFLESSIONE+TAGLIO)=	140	kNm

$N_{sd} < N_{pl,Rd}$	OK
$V_{sd} < V_{pl,Rd}$	OK
$M_{sd} < M_{pl,Rd}$	OK

La verifica risulta soddisfatta.

10.8.4 Verifica di portanza verticale dei micropali

Le sollecitazioni assiali di progetto atte alla verifica geotecnica di portanza verticale sono riportate nel paragrafo "Sollecitazioni sui micropali". In accordo con le NTC18 le verifiche vengono svolte considerando l'approccio 2: (A1+M1+R3). Si riportano le massime sollecitazioni di compressione e la relativa resistenza di progetto. Lo sforzo normale massimo di compressione risulta, per il micropalo più sollecitato:

	Nmax [kN]	L micropalo [m]	NRd [kN]
PILA	-888	26.00	-1070

Di seguito si riporta in via grafica il diagramma di portanza in compressione del micropalo.

