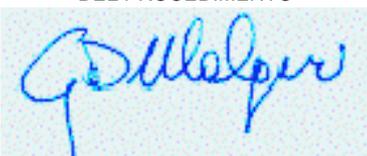


LAVORI DI COLLEGAMENTO TRA LA S.S.11 A MAGENTA E LA TANGENZIALE OVEST DI MILANO

VARIANTE DI ABBIATEGRASSO E ADEGUAMENTO IN SEDE DEL TRATTO ABBIATEGRASSO-VIGEVANO FINO AL PONTE SUL FIUME TICINO

1° STRALCIO DA MAGENTA A VIGEVANO - TRATTA C

PROGETTO ESECUTIVO

 <p>STUDIO CORONA</p> <p>Ing. Renato Vaira (Ordine degli Ingg. di Torino e Provincia n° 4663 W)</p>	 <p>Ing. Valerio Bajetti Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-26211</p>	<p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	 <p>Società designata: GA&M</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	<p>SETAC Srl Servizi & Engineering Trasporti Ambiente Costruzioni</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	<p>ARKE' INGEGNERIA s.r.l.</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>	<p>DOTT. GEOL. DANILLO GALLO</p> <p>Dott. Geol. Danilo Gallo Ordine dei Geologi della Regione Puglia n° 588</p>
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p>  <p>Dott. Ing. Giuseppe Danilo MALGERI</p>	<p>INTEGRATORE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p>  <p>Prof. Ing. Geol. Luigi MONTERISI</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Ing. Gianluca CICIRIELLO</p>	

HF05

H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI

HF - PO03 - PONTE NAVIGLIO BEREGUARDO

RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA - PALI DI FONDAZIONE

CODICE PROGETTO		NOME FILE		REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	HF05-P03PO03STRRE05_B.dwg		
LO203	E	1801	CODICE ELAB. P03PO03STRRE05	B	-----
C					
B	EMISSIONE A SEGUITO DI RAPPORTO INTERMEDIO DI VERIFICA ITCF-C186001-01-ATF-RA-00001		FEBBRAIO 2019	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI
A	EMISSIONE		SETTEMBRE 2018	ING. GIUSEPPE CRISÀ	ING. GAETANO RANIERI
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO
					APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
1.1	Normativa	5
2	UNITA' DI MISURA	5
3	MATERIALI	6
3.1	Calcestruzzo	6
3.1.1	Calcestruzzo per opere di sottofondazione	6
3.1.2	Calcestruzzo per pali di fondazione (UNI 11104-2016)	6
3.2	Acciaio	6
3.2.1	Acciaio per armatura lenta	6
3.3	Calcolo dei copriferri minimi	6
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	8
4.1	Definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di calcolo	8
4.2	Approccio di calcolo	10
5	AZIONI SOLLECITANTI SUI PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE	11
5.1	Azioni sollecitanti di calcolo trasmesse dalla spalla	11
5.2	Azioni sollecitanti sul singolo palo connesse alla deformabilità orizzontale del terreno ...	12
5.2.1	Valutazione della costante di reazione orizzontale del terreno	12
5.2.2	Combinazione SLE – Quasi Permanente	14
5.2.3	Combinazione SLE – Frequente	15
5.2.4	Combinazione SLE – Rara	16
5.2.5	Combinazione SLU – STR	17
5.2.6	Combinazione SLV	18
6	PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE – VERIFICHE STRUTTURALI	19
6.1	Sezione ed armatura di verifica	19
6.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	19
6.2.1	Combinazione Quasi Permanente – Azione normale massima	19
6.2.2	Combinazione Quasi Permanente – Azione normale minima	20
6.2.3	Combinazione Frequente – Azione normale massima	21
6.2.4	Combinazione Frequente – Azione normale minima	22
6.2.5	Combinazione Caratteristica – Azione normale massima	23
6.2.6	Combinazione Caratteristica – Azione normale minima	24
6.3	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	25
6.3.1	Combinazione allo SLE – Quasi Permanente – Azione normale massima	25
6.3.2	Combinazione allo SLE – Quasi Permanente – Azione normale minima	26
6.3.3	Combinazione allo SLE – Frequente – Azione normale massima	27
6.3.4	Combinazione allo SLE – Frequente – Azione normale massima	28
6.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	29
6.4.1	Condizione statica – Azione normale massima	29
6.4.2	Condizione statica – Azione normale minima	30
6.4.3	Condizione sismica – Azione normale massima	31
6.4.4	Condizione sismica – Azione normale minima	32
6.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	33
7	PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE – VERIFICHE GEOTECNICHE	34
7.1	Formulazioni adottate per la verifica del carico limite ultimo	34
7.1.1	Palo in terreno coesivo saturo	34
7.1.2	Palo in terreno incoerente	35

7.2	Valutazione del coefficiente di capacità portante alla punta N_q	36
7.3	Verifiche di portanza verticale (carico limite ultimo) e laterale del palo	37
7.4	Valutazione dell'efficienza dei pali in gruppo	45
7.5	Validazione manuale dei risultati del software	46
7.6	Calcolo dei cedimenti verticali allo Stato Limite di Esercizio – Combinazione caratteristica 48	
8	AZIONI SOLLECITANTI SUI PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE	51
8.1	Azioni sollecitanti di calcolo trasmesse dalle pile	51
8.2	Azioni sollecitanti sul singolo palo connesse alla deformabilità orizzontale del terreno ...	52
8.2.1	Valutazione della costante di reazione orizzontale del terreno	52
8.2.2	Combinazione SLE – Quasi Permanente	54
8.2.3	Combinazione SLE – Frequente	55
8.2.4	Combinazione SLE – Rara	56
8.2.5	Combinazione SLU – STR	57
8.2.6	Combinazione SLV	58
9	PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE – VERIFICHE STRUTTURALI	59
9.1	Sezione ed armatura di verifica	59
9.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	59
9.2.1	Combinazione Quasi Permanente – Azione normale massima	59
9.2.2	Combinazione Quasi Permanente – Azione normale minima	60
9.2.3	Combinazione Frequente – Azione normale massima	61
9.2.4	Combinazione Frequente – Azione normale minima	62
9.2.5	Combinazione Caratteristica – Azione normale massima	63
9.2.6	Combinazione Caratteristica – Azione normale minima	64
9.3	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	65
9.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per pressoflessione	65
9.4.1	Condizione statica – Azione normale massima	65
9.4.2	Condizione statica – Azione normale minima	66
9.4.3	Condizione sismica – Azione normale massima	67
9.4.4	Condizione sismica – Azione normale minima	68
9.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	69
10	PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE – VERIFICHE GEOTECNICHE	70
10.1	Formulazioni adottate per la verifica del carico limite ultimo	70
10.1.1	Palo in terreno coesivo saturo	70
10.1.2	Palo in terreno incoerente	71
10.2	Valutazione del coefficiente di capacità portante alla punta N_q	72
10.3	Verifiche di portanza verticale (carico limite ultimo) e laterale del palo	73
10.4	Valutazione dell'efficienza dei pali in gruppo	80
10.5	Validazione manuale dei risultati del software	81
10.6	Calcolo dei cedimenti verticali allo Stato Limite di Esercizio – Combinazione caratteristica	82

1 PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli statici relativi alla progettazione esecutiva del viadotto di scavalco del Naviglio Bereguardo, di una strada locale e di un fosso irriguo, nell'ambito della Tratta "C" del "Collegamento tra la S.S. 11 "Padana Superiore" a Magenta e la Tangenziale ovest di Milano, con variante di Abbiategrasso e adeguamento in sede del tratto del Tratto Abbiategrasso-Vigevano fino al ponte sul fiume Ticino".

L'opera in oggetto presenta uno schema statico di trave continua su tre campate aventi luci tra gli assi di appoggio pari a 31+38+31 m.

L'impalcato è composto, da quattro travi continue in acciaio a doppio T ad altezza variabile sostenenti la soletta di scorrimento stradale in calcestruzzo armato ordinario.

In riguardo agli aspetti sismici, l'impalcato è isolato alla sommità delle pile e spalle mediante isolatori elastomerici armati.

Dimensioni dell'impalcato:

Larghezza cordoli	= 0.75 m
Larghezza carreggiata, categoria C1	= 10.50 m
Larghezza totale soletta	= 12.00 m
Numero delle travi	= 4
Interasse travi	= 3.20 m
Altezza delle travi (variabile)	= 1.00÷2.00 m
Spessore soletta	= 30 cm (lastra 6 cm + getto 24 cm)

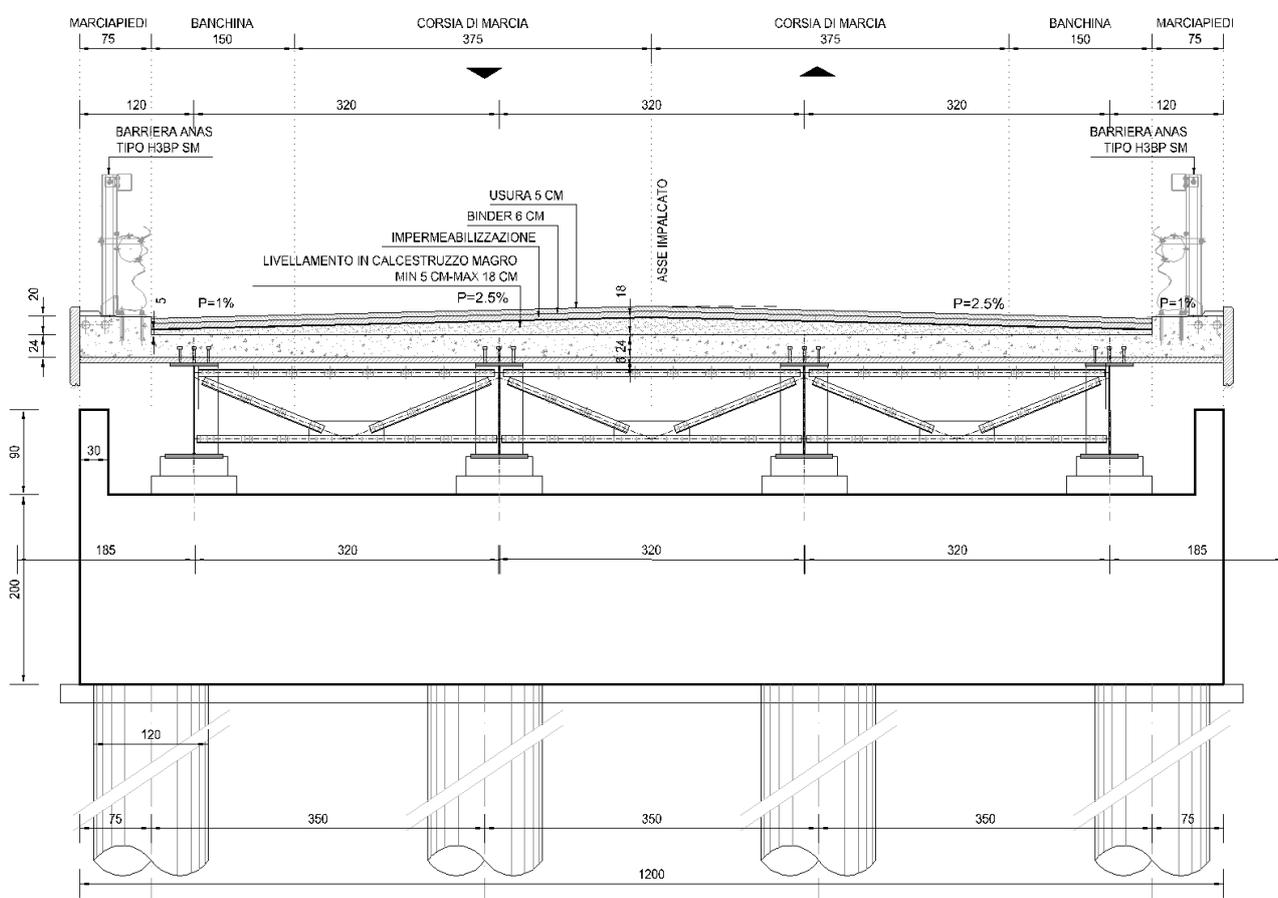


FIGURA 1 - SEZIONE TIPICA IMPALCATO (SU SPALLA)

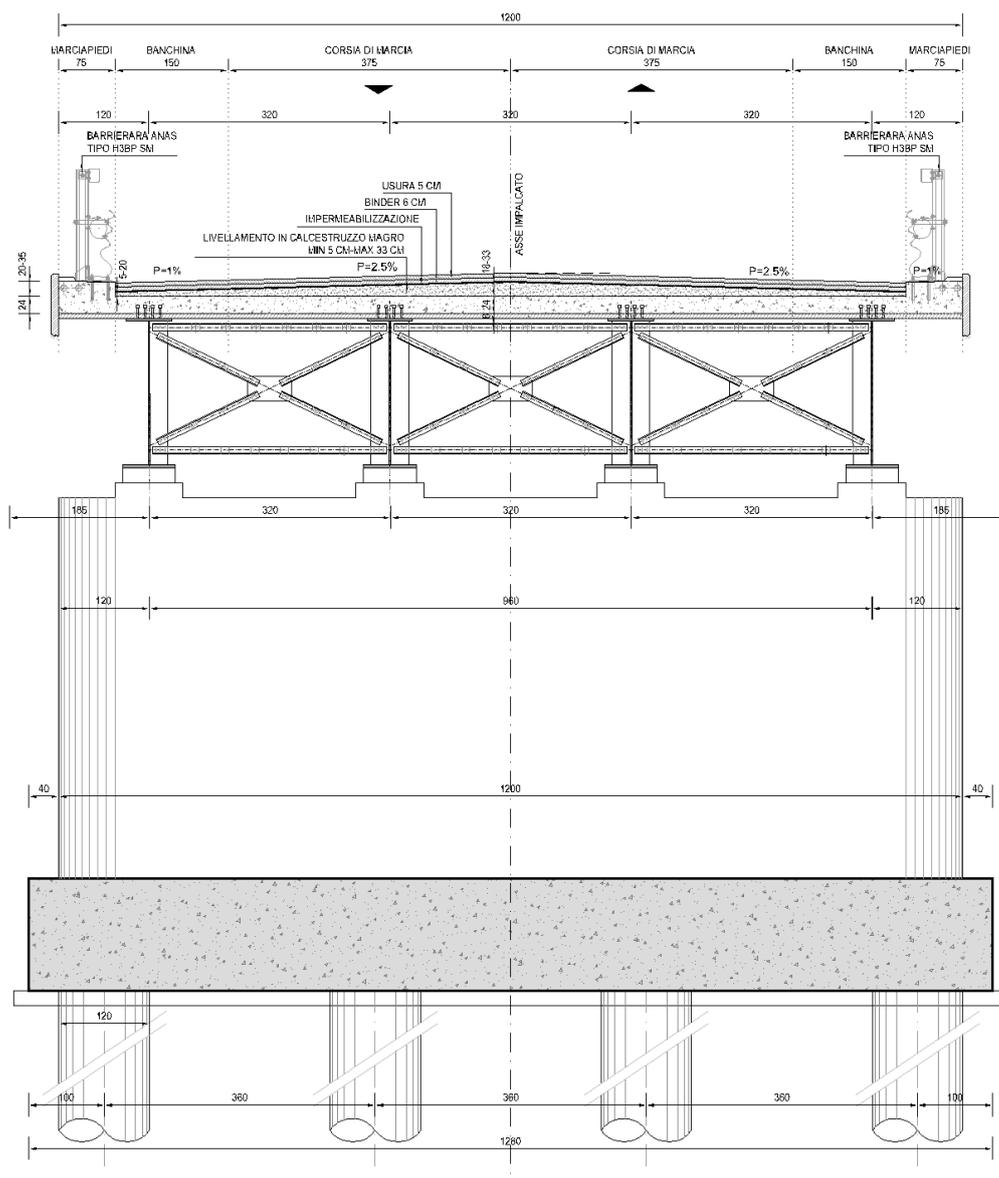


FIGURA 2- SEZIONE IMPALCATO (SU PILA)

I pali di fondazione sono trivellati in calcestruzzo armato, di diametro pari a 1200 mm e hanno la seguente disposizione:

- Spalle:

- numero pali: $N = 4$
- interasse trasv.: $l_t = 3,20 \text{ m}$
- lunghezza: $L = 26,00 \text{ m}$

- Pile (separate per ogni carreggiata):

- numero pali: $N = 8$
- interasse trasv.: $l_t = 3,60 \text{ m}$
- interasse long.: $l_l = 3,60 \text{ m}$
- lunghezza: $L = 21,00 \text{ m}$

1.1 NORMATIVA

Nella redazione dei calcoli statici ci si è attenuti alle prescrizioni della Normativa vigente; in particolare:

- **Legge n°1086 del 05/11/1971** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- **Legge n°64 del 02/02/1974**: “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”
- **Decreto Ministeriale 17/01/2018** Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- **Circolare Min. 02/02/2009, n° 617** “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”
- **UNI EN 1993-1-1:2005** “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- **UNI EN 1993-1-5:2007** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”
- **UNI EN 1993-1-9:2005** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-9: Fatica”
- **UNI EN 1993-1-10:2005** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore”
- **UNI EN 1993-2:2007** “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 2: Ponti in acciaio”
- **UNI EN 1994-1-1:2005** “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”
- **UNI EN 1994-2:2006** “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo – Parte 2: Regole generali e regole per i ponti”

2 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: $\text{kN/m}^2, \text{kN/m}, \text{kN}$
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: m/sec^2

3 MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 CALCESTRUZZO PER OPERE DI SOTTOFONDAZIONE

Per le opere di sottofondazione è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C12/15** e classe di esposizione **X0**.

Tale calcestruzzo non ha valenza strutturale e quindi non se ne riportano le caratteristiche meccaniche.

3.1.2 CALCESTRUZZO PER PALI DI FONDAZIONE (UNI 11104-2016)

Per le opere di fondazione (zattera) è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,79	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,19	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.220,19	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	30.440,77	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC2**

3.2 ACCIAIO

3.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k}$ = 540,00 N/mm² (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k}$ = 450,00 N/mm² (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d}$ = 391,30 N/mm² (tensione di snervamento di calcolo – $\gamma_s=1,15$)
- E_s = 210.000,00 N/mm² (modulo elastico istantaneo)

3.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI MINIMI

Ai sensi delle prescrizioni di cui alla normativa vigente e con riferimento alla procedura di calcolo prevista dalla Circolare Applicativa (riferita alla normativa del 2008 ma a tutt'oggi valida) si riporta di seguito il calcolo del copriferro minimo inteso come ricoprimento delle barre:

	CODICE FILE	MAT-02
	OGGETTO:	CALCOLO COPRIFERRO

Definizione della condizioni ambientali (TABELLA 4.1.IV - Descrizione delle condizioni ambientali)		
Condizioni ambientali	Classe di esposizione	Classe di esposizione di progetto
Ordinarie	X0,XC1,XC2,XC3,XF1	XC2
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3	Condizioni ambientali di progetto
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4	Ordinario

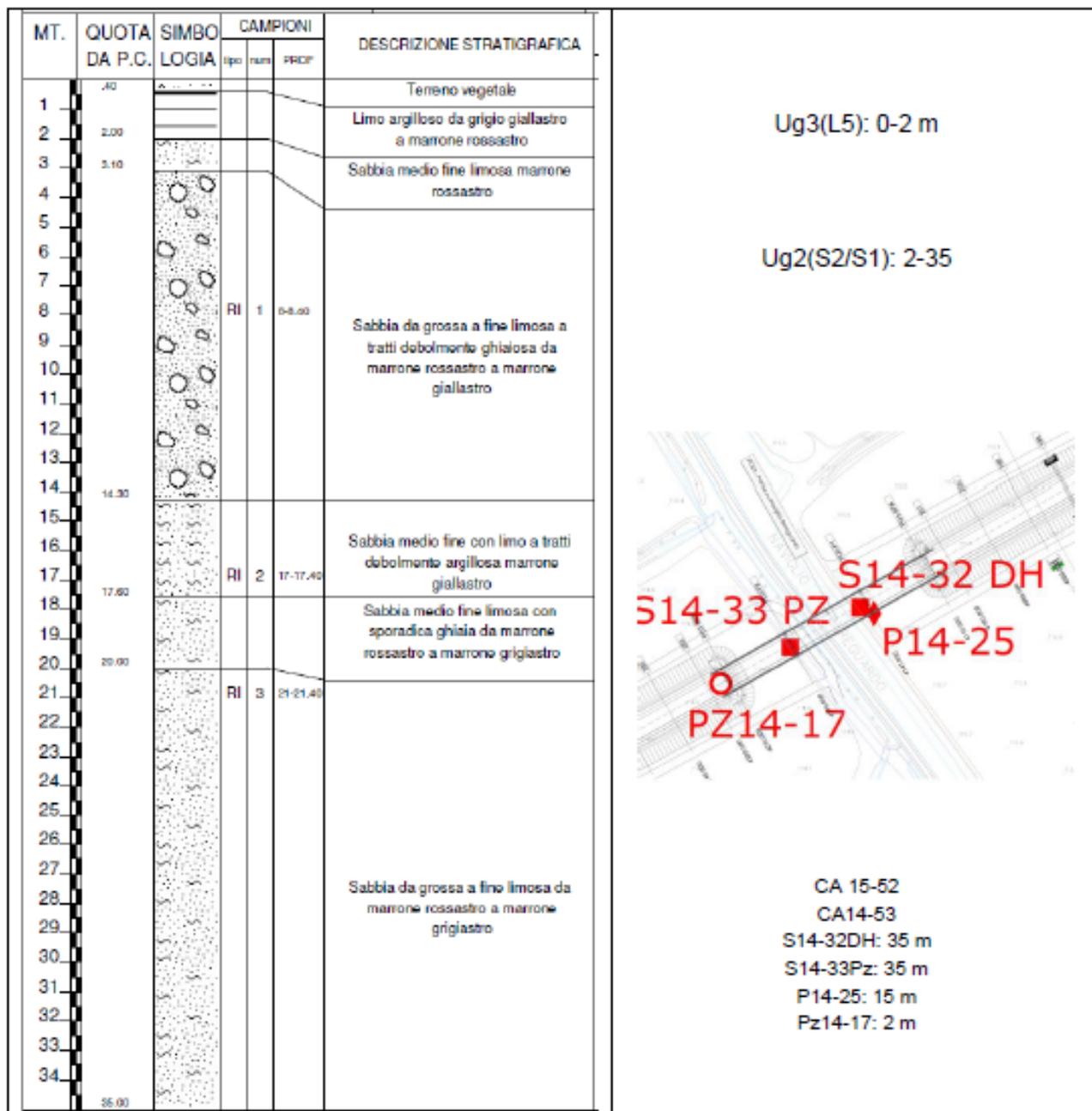
Definizione della classi di resistenza rispetto alla Tabelle C4.1.IV		
Classe minima Cmin	Classe di resistenza del calcestruzzo	Classe di resistenza del calcestruzzo
C25/30	Barre da c.a. altri elemen	C25/30
Classe C0	Vita Nominale dell'opera	Produzioni sottoposte a controllo qualità
C45/55	100 Anni	NO

Determinazione del copriferro minimo (Tab. C4.1.IV)	
Copriferro minimo ai sensi della tabella e delle precisazioni di cui al capitolo C4.1.6.1.3 della Circolare Applicativa	35 mm
Tolleranza costruttiva	5 mm
COPRIFERRO MINIMO DI PROGETTO	40 mm

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

4.1 DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

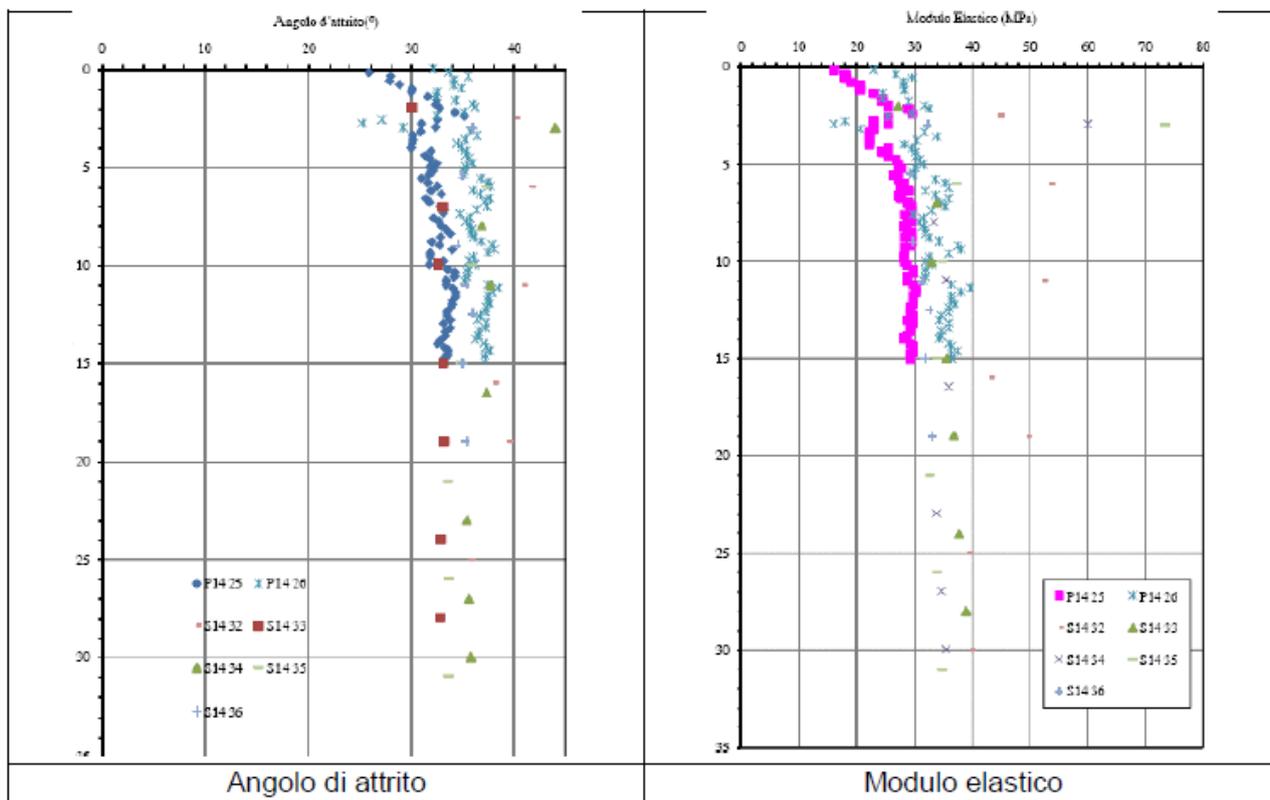
In relazione a quanto riportato all'interno della relazione geologica e geotecnica per la verifica geotecnica dei pali di fondazione delle spalle e delle pile si farà riferimento alla seguente stratigrafia:



In base ai dati disponibili, la profondità della falda si colloca a quota **5,29** m dal piano campagna. Ai fini delle verifiche sismiche risulta:

- Categoria sottosuolo: C
- Categoria topografica: T1

Nelle immagini seguenti si riportano i diagrammi Φ, z e E, z forniti dalla elaborazione delle prove penetrometriche SPT eseguite in zona limitrofa a quella dell'opera in esame:



Infine, nella tabella seguente si riportano gli intervalli di valori dei parametri geotecnici relativi alla zona in cui ricade l'opera:

UNITA'	PARAMETRI GEOTECNICI GENERALI							
	D_R (%)	γ_t (kN/mc)	Φ'	Φ'_{op}	LL (%)	c_u (kPa)	E (MPa)	E_{op}
Ug3 (L5)		18.00 ÷ 19.00	20° ÷ 23°	22°	26 ÷ 34	30		21-32
Ug2 (S2/S1)	---	18.00 ÷ 20.00	32° ÷ 36°	34°	26 ÷ 36		32 ÷ 38	34

I valori di progetto di Φ' e E sono indicati con Φ'_{op} e E_{op}

Per le spalle viene considerata al di sopra del piano di campagna la presenza dello strato di terreno da rilevato. Per tale strato l'attrito laterale viene trascurato in quanto il palo è rivestito di lamierino.

- Peso specifico: $\gamma = 20,00 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno: $\varphi = 35,00^\circ$ (trascurato per portanza laterale)
- Coesione drenata: $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- Modulo elastico: $E = 22,50 \text{ N/mm}^2$

La falda di progetto è posta a quota **- 1,00 m** di profondità dal piano di campagna.

4.2 APPROCCIO DI CALCOLO

Le verifiche geotecniche di carico limite ultimo e di portanza laterale vengono condotte secondo l'approccio 2 previsto dal D.M.17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" - Combinazione A1 - M1 - R3.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

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

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

È stata considerata la presenza di un'unica verticale indagata al fine di determinare il valore dei fattori di riduzione delle resistenze caratteristiche ξ_3 e ξ_4 :

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

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

5 AZIONI SOLLECITANTI SUI PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE

5.1 AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO TRASMESSE DALLA SPALLA

Di seguito sono riportati i valori delle azioni sollecitanti trasmesse dalla zattera di fondazione della spalla e valutate in sommità dei singoli pali di fondazione (Elaborato **HF04-P03PO03STRRE04_A**):

Numero di pali di fondazione	4		PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	
		Y	-4,80	-1,60	1,60	4,80	
		Y ²	23,04	2,56	2,56	23,04	51,20

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd,1} [kN]	N _{Sd,2} [kN]	N _{Sd,3} [kN]	N _{Sd,4} [kN]	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	1.210,77	1.210,77	1.210,77	1.210,77	-668,96	191,47
	GEN Q.P.(min)	1.198,38	1.198,38	1.198,38	1.198,38	-695,89	179,23
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobili(max)	1.259,73	1.423,45	1.587,17	1.750,89	-461,39	298,14
	GEN FREQ Vento(max)	1.203,62	1.208,39	1.213,16	1.217,93	-466,65	295,78
	GEN FREQ Termico(max)	1.201,50	1.208,50	1.215,51	1.222,51	-463,96	297,25
	GEN FREQ Mobili(min)	1.405,55	1.241,83	1.078,11	914,39	-501,68	279,83
	GEN FREQ Vento(min)	1.205,52	1.200,75	1.195,98	1.191,21	-493,58	283,54
	GEN FREQ Termico(min)	1.207,64	1.200,64	1.193,64	1.186,63	-496,27	282,58
SLE - RARE	GEN RARA Mobili(max)	1.237,98	1.535,24	1.832,50	2.129,76	-388,22	338,52
	GEN RARA Vento(max)	1.185,11	1.399,45	1.613,78	1.828,12	-391,24	340,87
	GEN RARA Frenam(max)	1.260,64	1.426,42	1.592,20	1.757,99	-336,25	359,15
	GEN RARA Termico(max)	1.219,17	1.414,09	1.609,00	1.803,92	-380,48	341,61
	GEN RARA Mobili(min)	1.577,34	1.280,08	982,81	685,55	-442,98	313,87
	GEN RARA Vento(min)	1.480,18	1.265,84	1.051,50	837,17	-436,96	320,53
	GEN RARA Frenam(min)	1.404,65	1.238,87	1.073,08	907,30	-491,95	288,39
	GEN RARA Termico(min)	1.446,12	1.251,20	1.056,29	861,37	-447,72	311,30
SLU - STR	GEN SLU Mobili(max)	1.713,04	2.118,72	2.524,39	2.930,06	-526,43	456,93
	GEN SLU Vento(max)	1.637,31	1.933,94	2.230,58	2.527,22	-530,51	461,30
	GEN SLU Frenamento(max)	1.750,18	1.973,99	2.197,80	2.421,60	-456,28	483,97
	GEN SLU Termico(max)	1.686,91	1.954,42	2.221,92	2.489,43	-517,60	460,32
	GEN SLU Mobili(min)	2.186,51	1.780,83	1.375,16	969,49	-595,51	425,89
	GEN SLU Vento(min)	2.059,71	1.763,07	1.466,43	1.169,79	-587,39	436,10
	GEN SLU Frenamento(min)	1.946,83	1.723,02	1.499,22	1.275,41	-661,62	390,64
SLV	GEN SLV Long(max)	1.192,16	1.215,05	1.237,95	1.260,85	-380,97	355,24
		1.177,17	1.200,07	1.222,97	1.245,87	-359,61	355,24
		1.208,18	1.220,39	1.232,61	1.244,83	-380,97	353,15
		1.193,20	1.205,41	1.217,63	1.229,84	-359,61	353,15
	GEN SLV Trasv(max)	1.109,02	1.185,10	1.261,18	1.337,25	-589,96	273,90
		1.094,04	1.170,12	1.246,19	1.322,27	-568,60	273,90
		1.109,02	1.185,10	1.261,18	1.337,25	-673,16	230,67
		1.094,04	1.170,12	1.246,19	1.322,27	-651,81	230,67
	GEN SLV Vert(max)	1.213,52	1.236,51	1.259,51	1.282,51	-614,60	243,34
		1.229,54	1.241,86	1.254,17	1.266,48	-614,60	240,29
		1.213,52	1.236,51	1.259,51	1.282,51	-698,08	193,36
	GEN SLV Long(min)	1.229,54	1.241,86	1.254,17	1.266,48	-698,08	189,51
		1.215,95	1.203,73	1.191,52	1.179,30	-870,31	87,76
		1.200,96	1.188,75	1.176,53	1.164,32	-848,95	87,76
		1.231,97	1.209,07	1.186,17	1.163,28	-870,31	95,80
	GEN SLV Trasv(min)	1.216,99	1.194,09	1.171,19	1.148,29	-848,95	95,80
		1.315,10	1.239,03	1.162,95	1.086,87	-672,56	241,68
		1.300,12	1.224,04	1.147,97	1.071,89	-651,21	241,68
		1.315,10	1.239,03	1.162,95	1.086,87	-755,77	201,04
	GEN SLV Vert(min)	1.300,12	1.224,04	1.147,97	1.071,89	-734,41	201,04
		1.179,60	1.167,29	1.154,97	1.142,66	-626,56	202,53
1.195,62		1.172,63	1.149,63	1.126,64	-626,56	206,14	
1.179,60		1.167,29	1.154,97	1.142,66	-709,77	151,78	
		1.195,62	1.172,63	1.149,63	1.126,64	-709,77	156,56

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori massimi dell'azione normale (compressione e trazione), del momento flettente e dell'azione tagliante agenti sui pali di fondazione:

$N_{sd,MAX}$ [kN]	$N_{sd,MIN}$ [kN]	$M_{sd,MAX}$ [kNm]	$V_{sd,MAX}$ [kN]
1.210,77	1.198,38	-695,89	191,47
1.750,89	914,39	-501,68	279,83
2.129,76	685,55	-491,95	288,39
2.930,06	969,49	-661,62	390,64
1.337,25	1.071,89	-870,31	87,76

5.2 AZIONI SOLLECITANTI SUL SINGOLO PALO CONNESSE ALLA DEFORMABILITÀ ORIZZONTALE DEL TERRENO

Per effetto del taglio e della deformabilità del terreno nell'intorno del palo si generano le azioni sollecitanti definite nel seguito.

5.2.1 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO

Per terreni **prevalentemente incoerenti** si considera la costante di reazione orizzontale del terreno variabile con la profondità, secondo la seguente relazione lineare:

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{d}$$

dove:

- n_h → costante dipendente dalla litologia
- z → profondità
- d → diametro del palo

Il valore della costante n_h viene determinato mediante la seguente relazione (Viggiani 1999 – [14.25]):

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1,35}$$

Il coefficiente A per terreni incoerenti è determinato secondo la seguente tabella (Viggiani 1999 – Tab. 14.5), in relazione allo stato di addensamento del terreno:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
N_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
N_h [N/cm ³], sabbie immerse	1,5	5	12

Lo stato di addensamento del terreno è valutato come segue in relazione alla densità relativa del terreno stesso:

D_r (%)	stato di addensamento
0 – 15	molto sciolto
15 – 35	sciolto
35 – 65	medio
65 – 85	denso
85 – 100	molto denso

Per terreni **prevalentemente coerenti sovraconsolidati** ($c_u > 0,50 \text{ kg/cm}^2$) si considera la costante di reazione orizzontale del terreno variabile con la profondità, secondo la seguente relazione lineare (Matlock & Reese, 1956)

$$k_h = c_f \cdot \frac{c_u}{d}$$

dove:

- $c_f \rightarrow$ costante assunta pari a 67 (Davisson 1970)
- $c_u \rightarrow$ coesione non drenata
- $d \rightarrow$ diametro del palo

Per terreni prevalentemente coerenti normal-consolidati si considera la costante di reazione orizzontale del terreno variabile con la profondità, secondo la seguente relazione lineare (Matlock & Reese, 1956)

$$k_h = \delta \cdot \frac{z}{d}$$

dove:

- $\delta \rightarrow$ costante dipendente dalla coesione non drenata:
 - $c_u \leq 0,25 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \delta = 0,022 \text{ N/cm}^3$
 - $0,25 < c_u \leq 0,50 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \delta = 3,51 \text{ N/cm}^3$
- $z \rightarrow$ profondità
- $d \rightarrow$ diametro del palo

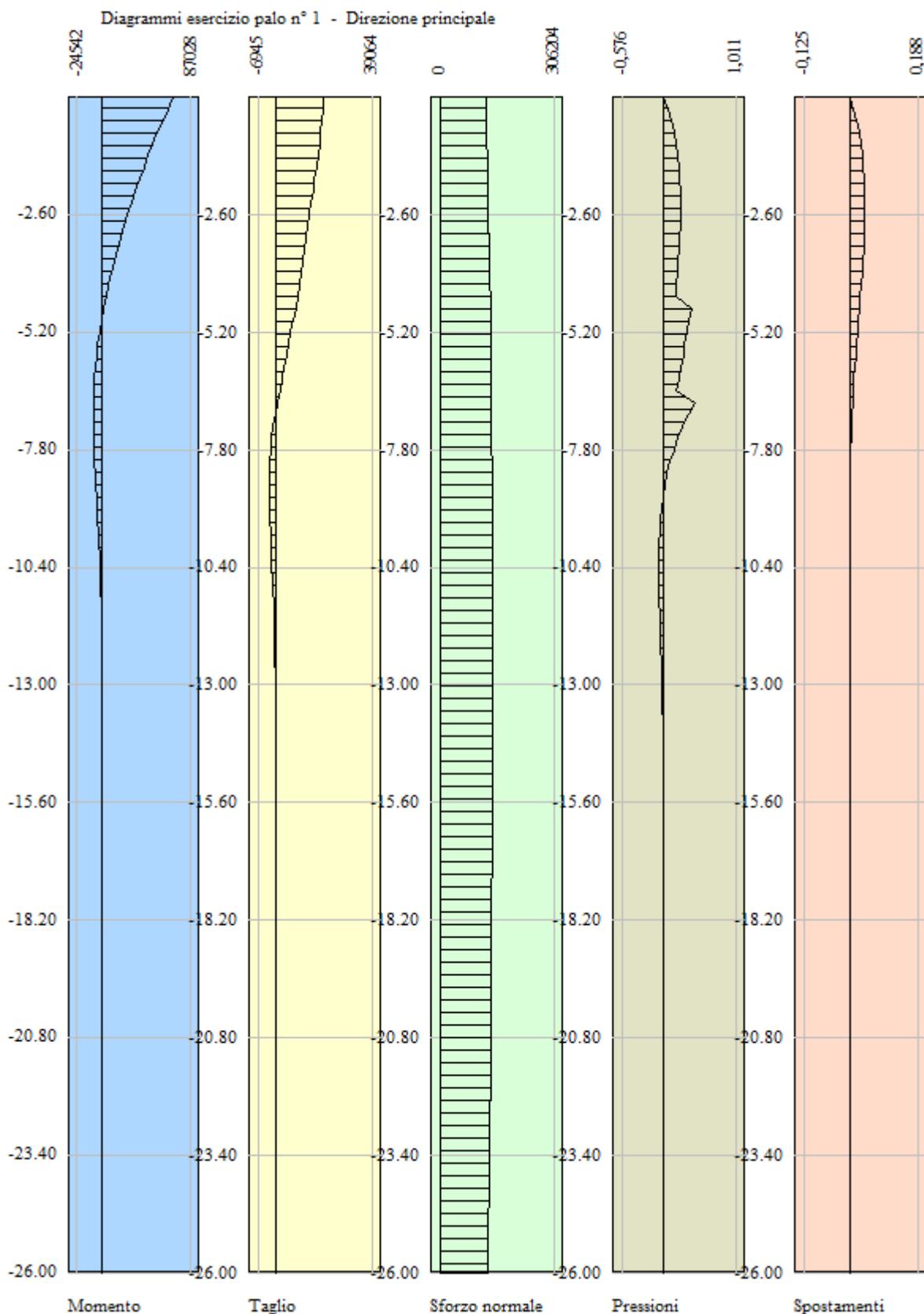
Essendo stata posta la falda di progetto a **-1,00 m** dal piano di campagna, il terreno al di sopra di tale quota è considerato “secco – umido”, mentre il terreno al di sotto è considerato “saturato”.

Il valore di k_h finale è stato determinato come media ponderata dei valori di k_h valutati per ciascuno strato della stratigrafia considerata:

QUOTA INIZIALE [m]	QUOTA FINALE [m]	QUOTA INIZIALE (riferita alla testa palo) [m]	QUOTA FINALE (riferita alla testa palo) [m]	H_{strato} [m]	STATO DI ADDENSAMENTO	A	γ [kN/m^3]	c_u [kg/cm^2]	n_s [N/cm^3]	d [m]	k_h QUOTA INIZIALE	k_h QUOTA FINALE	$k_{h,media}$ STRATO
4,60	0,00	0,00	-4,60	4,60	SCIOLTO	200,00	20,00	-	2,963	1,20	0,00	11,36	5,68
0,00	-1,00	-4,60	-5,60	1,00	-	-	-	0,30	3,510	1,20	13,46	16,38	14,92
-1,00	-2,00	-5,60	-6,60	1,00	-	-	-	0,30	3,510	1,20	16,38	19,31	17,84
-2,00	-21,40	-6,60	-26,00	19,40	MEDIO	600,00	9,00	-	4,000	1,20	22,00	86,67	54,33

Le azioni sollecitanti sui pali sono valutate nel caso di “palo libero di ruotare in testa soggetto ad azione tagliante e moment flettente”.

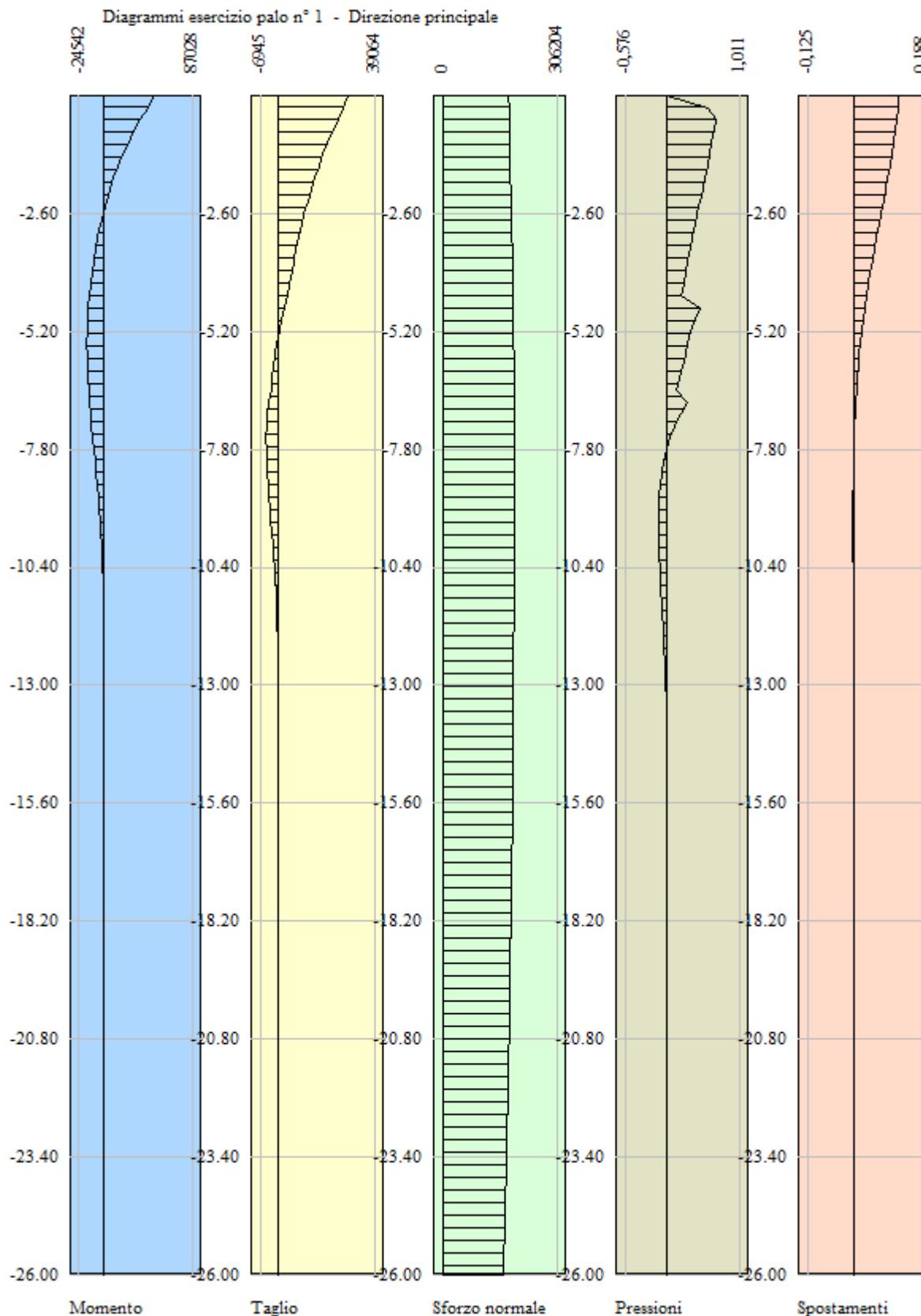
5.2.2 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE



Il momento flettente massimo di calcolo risulta pari a $M_{Sd} = -695,89 \text{ kNm}$.

L'azione tagliante massima di calcolo risulta pari a $V_{Sd} = 191,47 \text{ kN}$.

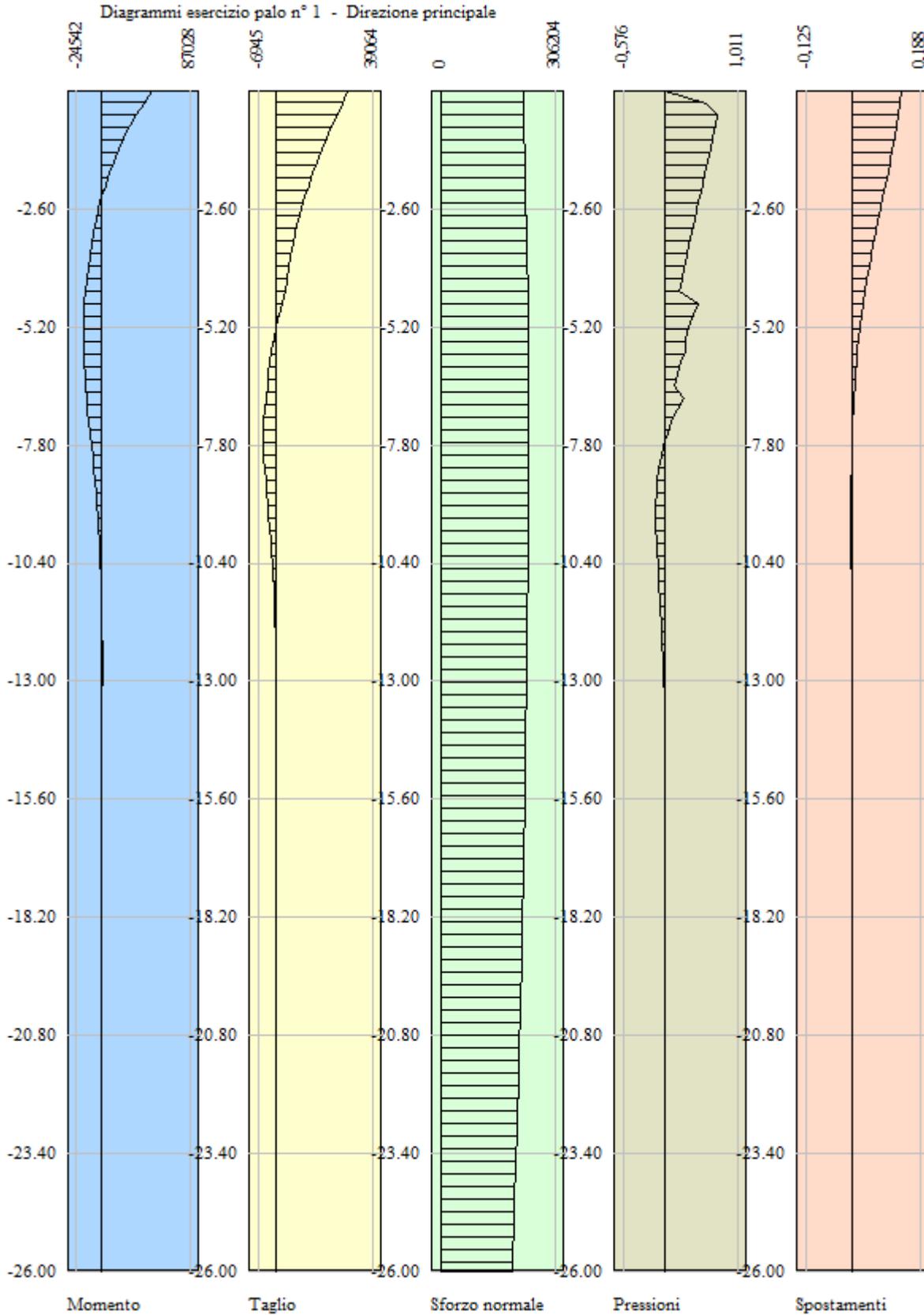
5.2.3 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE



Il momento flettente massimo di calcolo risulta pari a $M_{Sd} = -501,68 \text{ kNm}$.

L'azione tagliante massima di calcolo risulta pari a $V_{Sd} = 279,83 \text{ kN}$.

5.2.4 COMBINAZIONE SLE – RARA

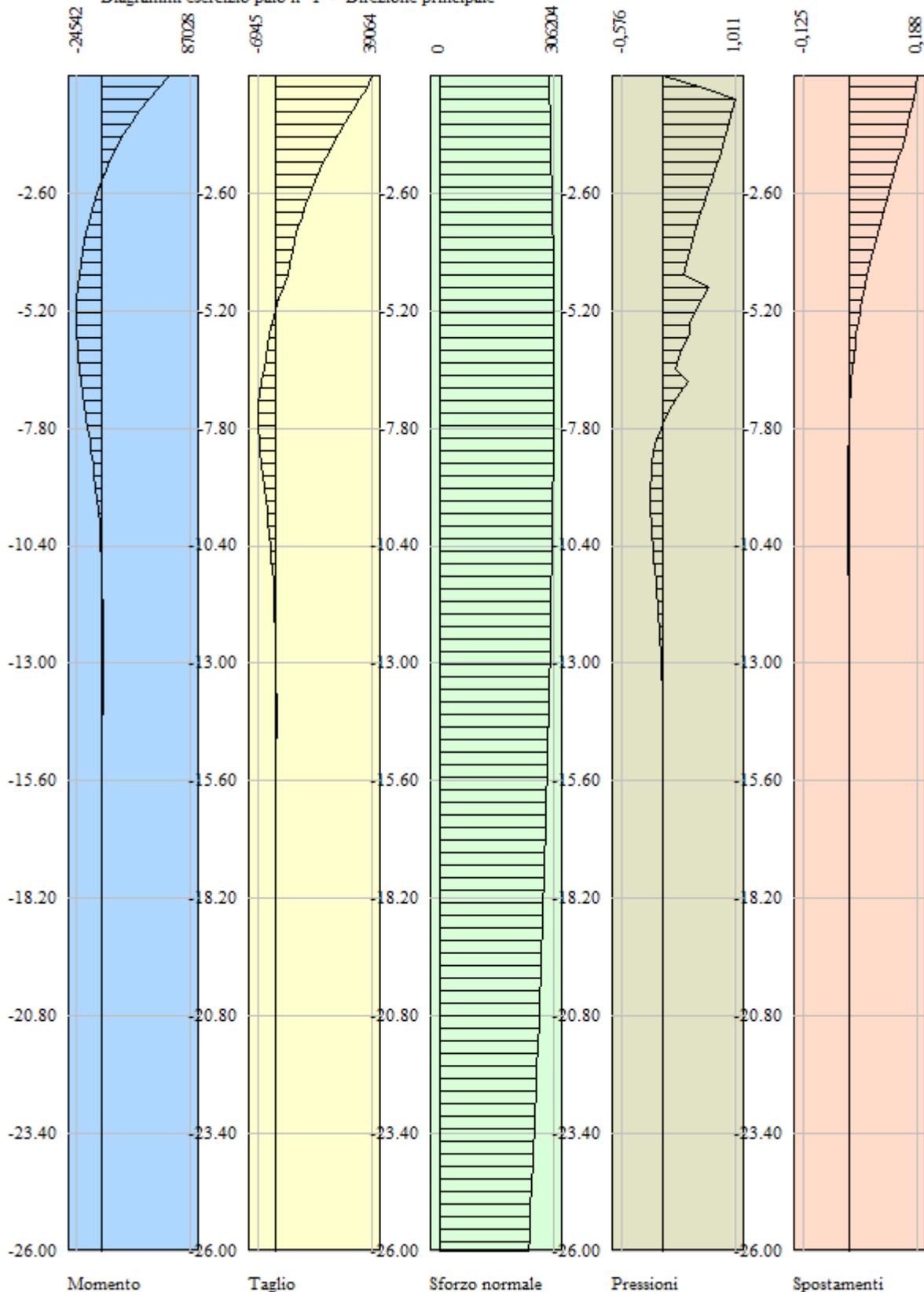


Il momento flettente massimo di calcolo risulta pari a $M_{Sd} = -491,95 \text{ kNm}$.

L'azione tagliante massima di calcolo risulta pari a $V_{Sd} = 288,39 \text{ kN}$.

5.2.5 COMBINAZIONE SLU – STR

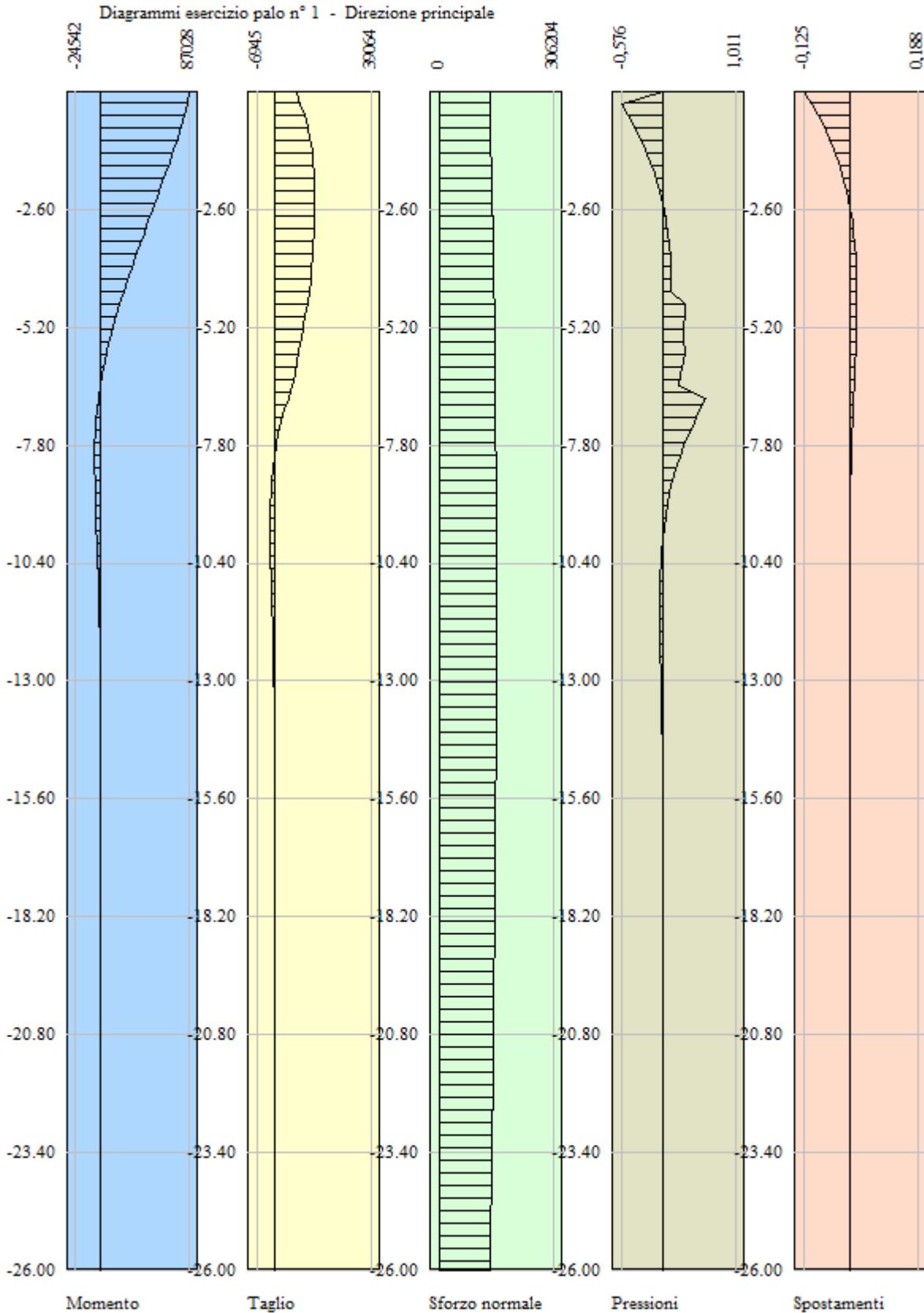
Diagrammi esercizio palo n° 1 - Direzione principale



Il momento flettente massimo di calcolo risulta pari a $M_{Sd} = -661,62 \text{ kNm}$.

L'azione tagliante massima di calcolo risulta pari a $V_{Sd} = 390,64 \text{ kN}$.

5.2.6 COMBINAZIONE SLV



Il momento flettente massimo di calcolo risulta pari a $M_{Sd} = -870,31$ kNm.

L'azione tagliante massima di calcolo risulta pari a $V_{Sd} = 162,26$ kN.

6 PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE – VERIFICHE STRUTTURALI

6.1 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è circolare con diametro pari a 120 cm.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- 24Ø26 disposti a raggiera

L'armatura a taglio è costituita da una spirale Ø12/20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 60 mm.

A favore di sicurezza nelle verifiche non sarà tenuto conto del peso del palo.

6.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

6.2.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – AZIONE NORMALE MASSIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.210,77$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -695,89$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 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}: 1210,77 kN
 M_{xEd}: -695,89 kNm
 M_{yEd}: 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 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{cl}: 1,829

σ_c: -5,523 N/mm²
 σ_s: 77,21 N/mm²

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

ε_s: 0,3861 ‰
 d: 111,5 cm
 x: 57,71 x/d: 0,5176
 δ: 1

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,52 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 77,21 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.2.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – AZIONE NORMALE MINIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.198,38 \text{ kN}$.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -695,89 \text{ kNm}$.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output parameters for a circular pile foundation verification.

Sezione circolare cava:

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2,6 [cm]
- Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

Sollecitazioni:

- S.L.U. Metodo n
- N_{Ed} : 0
- M_{xEd} : 0
- M_{yEd} : 0
- Calculated N_{Sd} : 1198,38 kN
- Calculated M_{Sd} : -695,89 kNm

Materiali:

- B450C: ϵ_{su} 67,5 ‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², ϵ_{s}/E_c 15, ϵ_{syd} 1,957 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
- C25/30: ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3,5, f_{cd} 14,17, τ_{co} 0,6, τ_{c1} 1,829

Calculated Results:

- σ_c : -5,527 N/mm²
- σ_s : 78,01 N/mm²
- ϵ_s : 0,3901 ‰
- d : 111,5 cm
- x : 57,44, x/d : 0,5152
- δ : 1

Other Parameters:

- Vertici: 52
- N° iterazioni: 4
- Precompresso:

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 5,52 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 78,01 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.2.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – AZIONE NORMALE MASSIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.750,89$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -501,68$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno: 60 [cm], Raggio interno: 0 [cm], N° barre uguali: 24, Diametro barre: 2,6 [cm], Copriferro (baric.): 8,5 [cm].
- Sollecitazioni:** N_{Ed} : 1750,89 kN, M_{xEd} : -501,68 kNm, M_{yEd} : 0.
- Materiali:** B450C (E_{su}: 67,5 ‰, f_{yd}: 391,3 N/mm², E_s: 200.000 N/mm², E_s/E_c: 15, ε_{syd}: 1,957 ‰, σ_{s,adm}: 255 N/mm²), C25/30 (ε_{c2}: 2 ‰, ε_{cu}: 3,5 ‰, f_{cd}: 14,17 N/mm², f_{cc}/f_{cd}: 0,8, σ_{c,adm}: 9,75 N/mm², τ_{co}: 0,6, τ_{c1}: 1,829).
- Calcolo:** σ_c: -3,931 N/mm², σ_s: 17 N/mm², ε_s: 0,085 ‰, d: 111,5 cm, x: 86,55, x/d: 0,7762, δ: 1.
- Altri parametri:** Vertici: 52, N° iterazioni: 3, Metodo di calcolo: Metodo n.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,93 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 17,00 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.2.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – AZIONE NORMALE MINIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 914,39$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -501,68$ kNm.

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2,6 [cm]
- Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 914,39 kN
 M_{Ed}: -501,68 kNm
 M_{xEd}: 0
 M_{yEd}: 0

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

σ_c: -3,97 N/mm²
 σ_s: 53,02 N/mm²

ε_s: 0,2651 ‰
 d: 111,5 cm
 x: 58,98 x/d: 0,529
 δ: 1

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,97 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 53,02 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.2.5 COMBINAZIONE CARATTERISTICA – AZIONE NORMALE MASSIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 2.129,76$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -491,95$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno: 60 [cm], Raggio interno: 0 [cm], N° barre uguali: 24, Diametro barre: 2,6 [cm], Copriferro (baric.): 8,5 [cm].
- Sollecitazioni:** Metodo n, N_{Ed} : 2129,76 kN, M_{xEd} : -491,95 kNm, M_{yEd} : 0.
- Materiali:** B450C and 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 N/mm², E_s/E_c : 15, f_{cc}/f_{cd} : 0,8, ϵ_{syd} : 1,957 ‰, $\sigma_{c,adm}$: 9,75 N/mm², τ_{co} : 0,6, $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm², τ_{c1} : 1,829.
- P.to applicazione N:** Centro, σ_c : -4,023 N/mm², σ_s : 7,802 N/mm², ϵ_s : 0,03901 ‰, d : 111,5 cm, x : 98,74, x/d : 0,8855, δ : 1.
- Metodo di calcolo:** Metodo n.
- Verticali:** 52, **N° iterazioni:** 3.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 4,02 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 7,80 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.2.6 COMBINAZIONE CARATTERISTICA – AZIONE NORMALE MINIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 685,55$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -491,95$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window is titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File'. The interface is divided into several sections:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno: 60 [cm], Raggio interno: 0 [cm], N° barre uguali: 24, Diametro barre: 2,6 [cm], Copriferro (baric.): 8,5 [cm].
- Tipologia Sezione:** Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare (selected), Rettangoli, Coord.
- Diagramma:** A circular cross-section diagram showing the reinforcement layout with 24 bars and a central point 'N'.
- Carichi (Sollecitazioni):** Metodo n, N_{Ed}: 685,55 kN, M_{xEd}: -491,95 kNm, M_{yEd}: 0.
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm].
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties include 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), ϵ_{syd} (1,957 ‰), $\sigma_{c,adm}$ (9,75), $\sigma_{s,adm}$ (255 N/mm²), τ_{co} (0,6), τ_{c1} (1,829).
- Calcolo:** Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.
- Risultati:** σ_c : -3,953 N/mm², σ_s : 66,21 N/mm², Vertici: 52, Verifica (button), N° iterazioni: 4, Precompresso (checkbox).

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 3,95 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 66,21 \text{ N/mm}^2 < 0,80 f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

6.3.1 COMBINAZIONE ALLO SLE – QUASI PERMANENTE – AZIONE NORMALE MASSIMA

Dati	<u>Verifica fessurazione sezione circolare</u> <u>CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6</u>	
σ_s	77 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R _{ck}	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	24	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k_t	0,4	$k_t=0,6; 0,4$ carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0,5; 1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0,8; 1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0,1 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f _{ck}	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	135 mm	Interasse ferri longitudinali
A _φ	531 mm ²	Area barra longitudinale
E _s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f _{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E _{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,68	Rapporto E _s /E _{cm}
f _{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0,0270	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0,000154	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0,000221	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0,000221	Deformazione unitaria media
k ₃	3,4	Coefficiente
k ₄	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	367,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w _d	✓ 0,081 mm	Valore di calcolo apertura fessure

6.3.2 COMBINAZIONE ALLO SLE – QUASI PERMANENTE – AZIONE NORMALE MINIMA

Dati	Verica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
σ_s	78 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R _{ck}	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	24	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k _t	0,4	k _t =0,6;0,4 carichi breve durata/lunga durata
k ₂	0,5	k ₂ =0,5;1,0 caso flessione/trazione semplice
k ₁	0,8	k ₁ =0,8;1,6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,1 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f _{ck}	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	135 mm	Interasse ferri longitudinali
A _φ	531 mm ²	Area barra longitudinale
E _s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f _{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E _{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α _e	6,68	Rapporto E _s /E _{cm}
f _{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ _{eff}	0,0270	Rapporto area acciaio/area efficace
ε _{sm1}	0,000158	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ε _{sm2}	0,000223	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ε _{sm}	0,000223	Deformazione unitaria media
k ₃	3,4	Coefficiente
k ₄	0,4	Coefficiente
Δs _{max}	367,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w _d	✓ 0,082 mm	Valore di calcolo apertura fessure

6.3.3 COMBINAZIONE ALLO SLE – FREQUENTE – AZIONE NORMALE MASSIMA

Dati	<u>Verica fessurazione sezione circolare</u> <u>CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6</u>	
σ_s	17 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R _{ck}	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	24	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k _t	0,4	k _t =0,6 ; 0,4 carichi breve durata/lunga durata
k ₂	0,5	k ₂ =0,5 ; 1,0 caso flessione/trazione semplice
k ₁	0,8	k ₁ =0,8 ; 1,6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f _{ck}	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	135 mm	Interasse ferri longitudinali
A _φ	531 mm ²	Area barra longitudinale
E _s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f _{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E _{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α _e	6,68	Rapporto E _s /E _{cm}
f _{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ _{eff}	0,0270	Rapporto area acciaio/area efficace
ε _{sm1}	-0,000132	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ε _{sm2}	0,000049	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ε _{sm}	0,000049	Deformazione unitaria media
k ₃	3,4	Coefficiente
k ₄	0,4	Coefficiente
Δs _{max}	367,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w _d	✓ 0,018 mm	Valore di calcolo apertura fessure

6.3.4 COMBINAZIONE ALLO SLE – FREQUENTE – AZIONE NORMALE MASSIMA

Dati	<u>Verica fessurazione sezione circolare</u> <u>CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6</u>	
σ_s	53 N/mm ²	Tensione massima armatura tesa sezione fessurata
R _{ck}	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	26 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	12 mm	Diametro staffe o spirale
n	24	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	1200 mm	Diametro
k _t	0,4	k _t =0,6 ; 0,4 carichi breve durata/lunga durata
k ₂	0,5	k ₂ =0,5 ; 1,0 caso flessione/trazione semplice
k ₁	0,8	k ₁ =0,8 ; 1,6 barre aderenza migliorata/lisce
w	0,2 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
f _{ck}	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	135 mm	Interasse ferri longitudinali
A _φ	531 mm ²	Area barra longitudinale
E _s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f _{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E _{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α _e	6,68	Rapporto E _s /E _{cm}
f _{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ _{eff}	0,0270	Rapporto area acciaio/area efficace
ε _{sm1}	0,000039	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ε _{sm2}	0,000151	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ε _{sm}	0,000151	Deformazione unitaria media
k ₃	3,4	Coefficiente
k ₄	0,4	Coefficiente
Δs _{max}	367,9 mm	Distanza massima tra le fessure
w _d	✓ 0,056 mm	Valore di calcolo apertura fessure

6.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

6.4.1 CONDIZIONE STATICA – AZIONE NORMALE MASSIMA

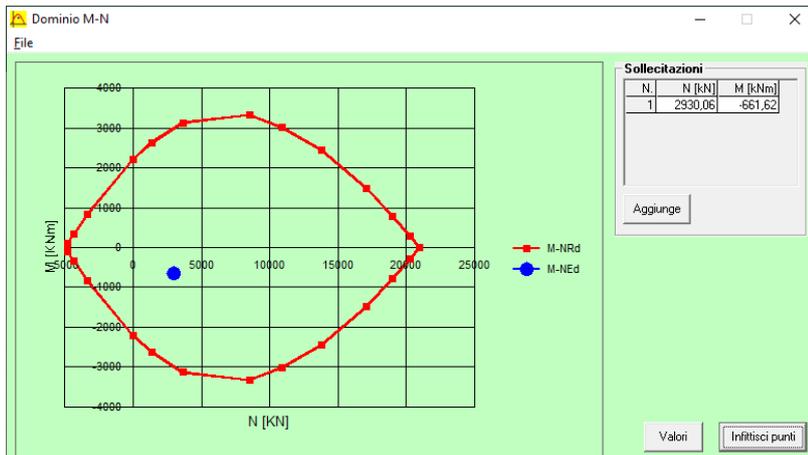
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 2.930,06$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -661,62$ kNm.

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = -3.002,00 \text{ kNm} > M_{Sd} = -661,62 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.4.2 CONDIZIONE STATICA – AZIONE NORMALE MINIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 969,49$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -661,92$ kNm.

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2,6 [cm]
- Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 969,49 kN
 M_{xEd}: -661,62 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N

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

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 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

Metodo di calcolo

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

Tipo flessione

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

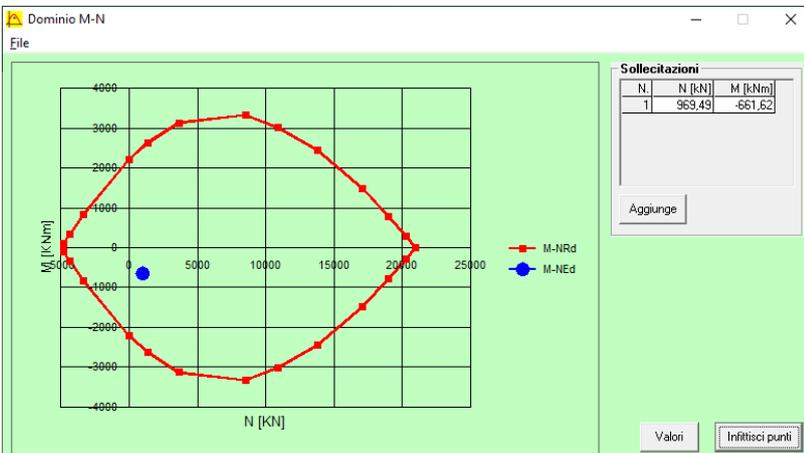
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -2.527,00$ kNm > $M_{Sd} = -932,25$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.4.3 CONDIZIONE SISMICA – AZIONE NORMALE MASSIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 1.337,25$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = -870,31$ kNm.

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 24
- Diametro barre: 2,6 [cm]
- Copriferro (baric.): 8,5 [cm]

Materiali

- B450C: $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $\epsilon_{s}/E_c = 15$, $\epsilon_{syd} = 1,957$ ‰, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm²
- C25/30: $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$, $f_{cd} = 14,17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0,8$, $\sigma_{c,adm} = 9,75$, $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$

Carichi

- N_{Ed}: 1337,25 kN
- M_{xEd}: -870,31 kNm
- M_{yEd}: 0 kNm

Proprietà della sezione

- M_{xRd}: -2.633 kNm
- σ_c : -14,17 N/mm²
- σ_s : 391,3 N/mm²
- ϵ_s : 7,501 ‰
- d: 111,5 cm
- x: 35,47, x/d: 0,3182, δ : 0,8377

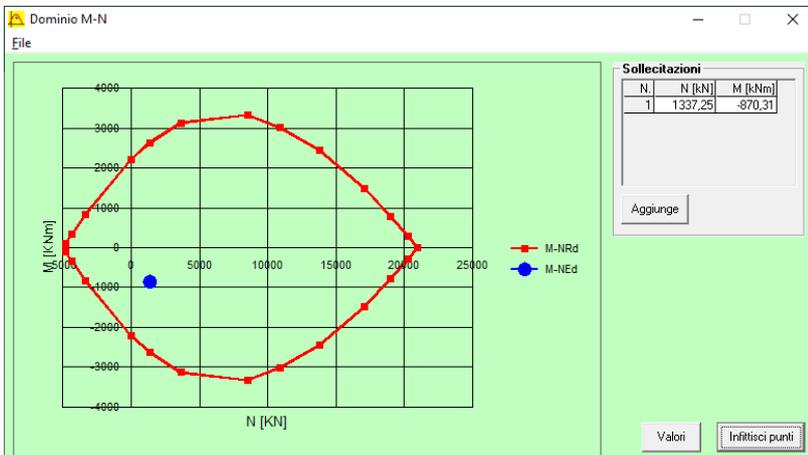
Metodo di calcolo

- Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selezionato), S.L.U.-, Metodo n
- Tipo flessione: Retta (selezionato), Deviata
- Vertici: 52, N° rett.: 100
- Calcola MRd, Dominio M-N
- L₀: 0 cm, Col. modello
- Precompresso

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -2.633,00$ kNm $>$ $M_{sd} = -870,31$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.4.4 CONDIZIONE SISMICA – AZIONE NORMALE MINIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.071,89$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -870,31$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 24
 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}: 1071,89 [kN]
 M_{xEd}: -870,31 [kNm]
 M_{yEd}: 0 [kNm]

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

L₀: 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 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 ‰
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

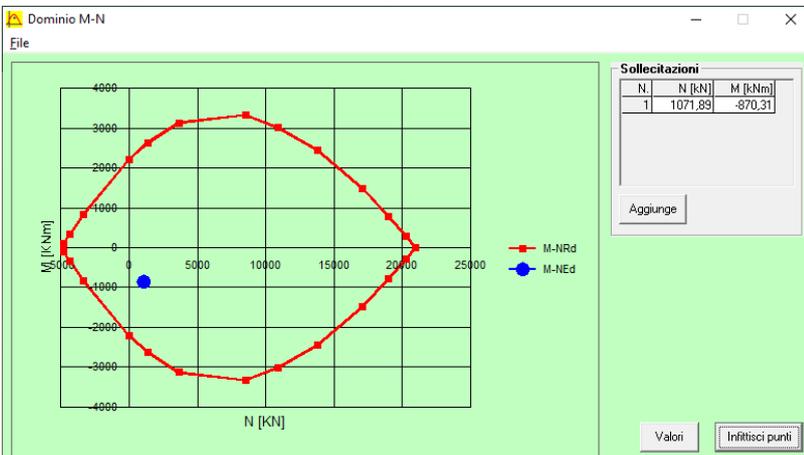
M_{xRd}: -2,557 [kN m]

σ_c: -14,17 N/mm²
 σ_s: 391,3 N/mm²
 ε_s: 3,5 ‰
 ε_s: 7,959 ‰
 d: 111,5 cm
 x: 34,06 x/d: 0,3054
 δ: 0,8218

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = -2.557,00$ kNm > $M_{Sd} = -870,31$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

6.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 390,64 \text{ kN}$.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

La verifica viene condotta su una sezione quadrata equivalente di lato pari a $106,35 \text{ cm}$ (equivalenza d'area).

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	106,35	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	106,35	[cm]
Copriferro netto:	c	6,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	100,35	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	390,64	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	11,30	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	106,35	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	399,35	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	3388,16	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	399,35	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	1,02	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

7 PALI DI FONDAZIONE DELLE SPALLE – VERIFICHE GEOTECNICHE

7.1 FORMULAZIONI ADOTTATE PER LA VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato Q_{LIM} mediante formule statiche è ottenuta valutando i massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale Q_S e di quella di punta Q_P :

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P$$

essendo W_P il peso proprio del palo.

Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo – terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_S e di capacità portante di punta Q_P non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

7.1.1 PALO IN TERRENO COESIVO SATURO

Stima della capacità portante laterale Q_S

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale Q_S per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_S = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza a taglio non drenata originaria del terreno indisturbato:

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

In cui α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità e dal cedimento del palo.

Per la valutazione del coefficiente α per i pali trivellati si assume la seguente formulazione con c_u espresso in [kPa] (Viggiani, 1999):

- $c_u < 25 \rightarrow \alpha = 0,70$
- $25 < c_u < 70 \rightarrow \alpha = 0,70 - 0,08 \cdot (c_u - 25)$
- $70 < c_u \rightarrow \alpha = 0,35$

Stima della capacità portante di punta Q_P

Per la stima della capacità portante di punta Q_P si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali. L'equazione di riferimento è formalmente identica a quella della capacità portante di fondazioni superficiali su terreno coesivo in condizioni non drenate:

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P})$$

in cui:

- A_P è l'area di base del palo;
- q_P è la capacità portante unitaria;
- c_u è la resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo;
- $\sigma_{v0,P}$ è la tensione verticale totale alla punta;
- N_c è il fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a **9,00**.

7.1.2 PALO IN TERRENO INCOERENTE

Nel caso di pali in terreni incoerenti, e quindi a elevata permeabilità, l'analisi è svolta sempre con riferimento alle condizioni drenate e quindi in termini di tensioni efficaci.

Stima della capacità portante laterale Q_s

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico e che pertanto la tensione tangenziale limite possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

in cui:

- σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo;
- σ'_{v0} è la tensione efficace verticale iniziale prima della messa in opera del palo;
- K è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e $\sigma'_{v0} \rightarrow K = 1 - \text{sen}(\varphi')$
- $\tan \delta$ è il coefficiente di attrito palo – terreno $\rightarrow \mu = \tan \delta = \tan(\varphi')$

Stima della capacità portante di punta Q_P

Per la stima della capacità portante di punta Q_P dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

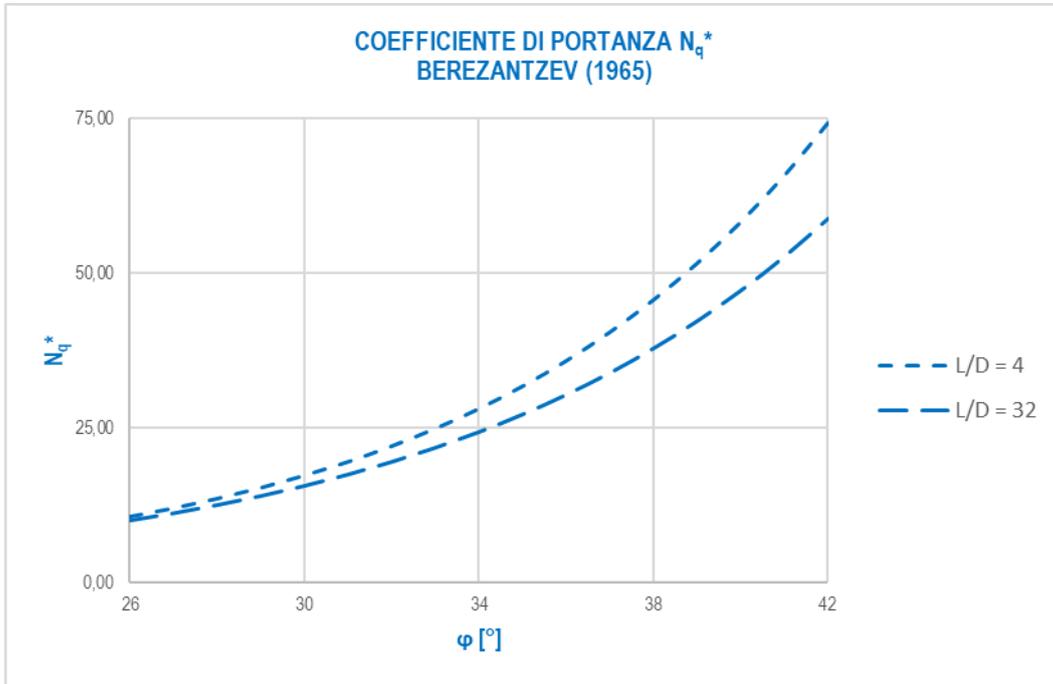
$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot \sigma'_{v0,P} \cdot N_q$$

in cui:

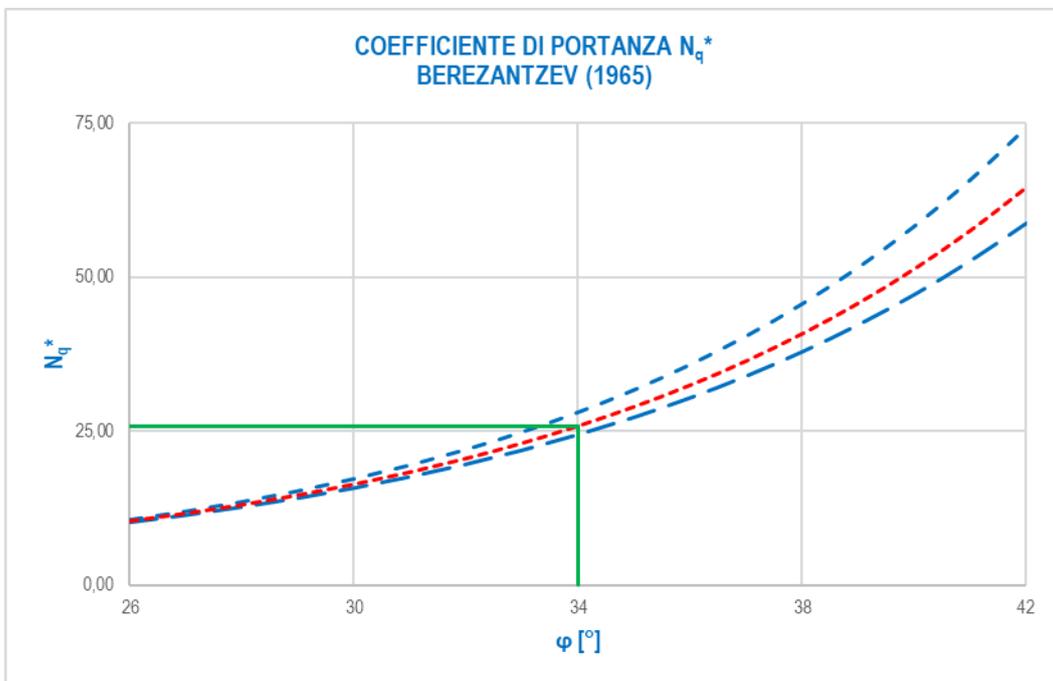
- A_P è l'area di base del palo;
- q_P è la capacità portante unitaria;
- $\sigma'_{v0,P}$ è la tensione verticale efficace alla punta;
- N_q è il fattore di capacità portante.

7.2 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI CAPACITÀ PORTANTE ALLA PUNTA N_q

Il fattore di capacità portante N_q è definito mediante il metodo di Berezantzev “ridotto” (1965), in funzione al valore dell’angolo di attrito del terreno in corrispondenza della base del palo e del rapporto tra lunghezza del palo L e diametro del palo D . Il valore di N_q^* è estrapolabile dal seguente abaco (per valori intermedi si procede mediante interpolazione lineare):



Considerato un terreno alla base con angolo di attrito pari a $34,0^\circ$ e un rapporto $L/D = 26,00/1,20 = 17,50$, è stato determinato un valore del coefficiente di portanza alla punta pari a $N_q^* = 25,25$.



Considerato l’utilizzo del metodo di Berezantzev “ridotto” per i pali di grande diametro (cautelativo), non è stata presa in considerazione la correlazione di Kishida per i pali trivellati.

7.3 VERIFICHE DI PORTANZA VERTICALE (CARICO LIMITE ULTIMO) E LATERALE DEL PALO

Le verifiche geotecniche di carico limite ultimo e portanza laterale sono state condotte mediante il software CARL 12.0 (Aztec Informatica).

Le verifiche sono state condotte per le combinazioni allo Stato Limite Ultimo statiche e sismiche maggiormente gravose, considerando i seguenti carichi:

COMBINAZIONE	N_{Sd} [kN]	M_{Sd} [kNm]	V_{Sd} [kN]
SLU - STR	2.930,06	-661,62	390,64
SLV	1.337,25	-870,31	87,76

Il peso proprio del palo è tenuto in conto in maniera automatica dal software di calcolo.

Prima di entrare nel merito delle verifiche, si rappresenta che i calcoli sono stati eseguiti tenendo conto della presenza dello strato di rilevato, al quale è stato assegnato un angolo di attrito nullo per tenere conto in tale strato di lamierino a perdere (e conseguentemente un contributo nullo alla portanza laterale). Tale strato, generando un carico esterno su piano di campagna vergine, aumenta la pressione verticale alla base, dando un contributo positivo alla valutazione della portanza di punta. Da qui i coefficienti di sicurezza elevati rappresentati nelle verifiche di seguito riportate, le quali, comunque, rappresentano il reale comportamento del palo.

A titolo di completezza è stata comunque eseguita la verifica del carico limite ultimo del palo, assumendo una lunghezza del palo pari a 21,0 m (lunghezza del palo al di fuori del lamierino → all'interno della stratigrafia vergine). Tale verifica a comunque fornito esito positivo.

Di tale verifica si dà evidenza esclusivamente nei risultati finali.

Richiami teorici

Determinazione della capacità portante

Il carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

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

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T Portanza totale del palo;
- Q_P Portanza di base del palo;
- Q_L Portanza per attrito laterale del palo;
- W_P Peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b e γ_s .

I coefficienti γ_b e γ_s rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P/\gamma_b + Q_L/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_L/\gamma_s + W_P$$

Capacità portante di punta

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

$$Q_p = A_p (c N_c + q_b N_q)$$

dove A_p è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q_b è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità. N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

Capacità portante per attrito laterale

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

$$Q_L = \text{Int}(\tau_a) dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \text{tg } \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale alla generica profondità z . La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite il coefficiente di spinta K_s

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$\text{Int}^L(C(c_a + K_s \sigma_v \text{tg } \delta) dz)$$

Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidità non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidità elastica, K_h , espressa in Kg/cm²/cm che rappresenta la pressione (in Kg/cm²) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidità che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molla non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con dy_e la lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidità pari a:

$$K_m = dy_e D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c=c_u$, $\phi=0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità z

c coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a $1,5D$ e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3\sigma_v K_p D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

Dati

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

<i>Descr</i>	Descrizione del palo
<i>Frm</i>	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
<i>X</i>	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
<i>Y</i>	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
<i>D</i>	Diametro del palo espresso in [cm]
<i>L</i>	Lunghezza del palo espressa in [m]

Descr	Frm	X [m]	Y [m]	D [m]	L [m]
Palo 120	(C)	0,00	0,00	120,00	26,00

Materiali palo

Calcestruzzo

Tipo	Rck 250	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	250,00	[kg/cm ²]
Peso specifico	2500,00	[kg/mc]
Modulo elastico	306658,85	[kg/cm ²]
Coeff. di omogeneizzazione	15,00	

Acciaio

Tipo	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	4588,65	[kg/cm ²]

Coefficienti di sicurezza sui materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza sezione	1.00

Caratteristiche pali

Pali in c.a.

Armatura con ferri longitudinali e staffe

Vincolo in testa di tipo CERNIERA

Tipo di palo TRIVELLATO

Contributo sia della portanza laterale sia della portanza di punta

Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata

<i>Descrizione</i>	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
<i>c</i>	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
<i>ca</i>	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ϕ_{min}, ϕ_{med}	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min}, \delta_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
<i>c_{min}, c_{med}</i>	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]
<i>ca_{min}, ca_{med}</i>	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]

Parametri caratteristici

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	ca [kg/cm ²]
Rilevato	2000,0	2000,0	35,00	35,00	0,000	0,000
L5	1850,0	1850,0	22,00	22,00	0,000	0,000
S1/S2	1900,0	1900,0	34,00	34,00	0,000	0,000

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	Cmin [kg/cm ²]	Ca _{min} [kg/cm ²]
Rilevato	34,00	34,00	0,000	0,000
L5	21,00	21,00	0,000	0,000
S1/S2	33,00	33,00	0,000	0,000

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	Cmed [kg/cm ²]	Ca _{med} [kg/cm ²]
Rilevato	35,00	35,00	0,000	0,000
L5	22,00	22,00	0,000	0,000
S1/S2	34,00	34,00	0,000	0,000

Falda

Profondità dal piano di posa 5,60 [m]

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

- N Identificativo strato
- Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
- Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
- Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
- Terreno Terreno dello strato
- Kw Costante di Winkler espressa in Kg/cm²/cm
- Ks Coefficiente di spinta
- α Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno	Kw [kg/cm ² /cm]	Ks	α
1	-4,6	-4,6	-4,6	Rilevato	0.57	0.00	1.00
2	-5,6	-5,6	-6,5	L5	1.49	0.63	1.00
3	-6,6	-6,6	-6,6	L5	1.78	0.63	1.00
4	-30,0	-30,0	-30,0	S1/S2	5.43	0.44	1.00

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

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

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

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

	Statici	Sismici
--	---------	---------

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

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R3
Punta	γ_b	1.35
Laterale compressione	γ_s	1.15
Totale compressione	γ_t	1.30
Laterale trazione	γ_{st}	1.25

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

		R3
	γ_T	1.30

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

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

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

f_{nd} Indice della fondazione

N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]

M_{YTOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]

T_{TOT} Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - VARIABILE

Fondazione	N_{TOT} [kg]	M_{YTOT} [kgm]	T_{TOT} [kg]
Palo 120	293006,0	-66162,0	39064,0

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N_{TOT} [kg]	M_{YTOT} [kgm]	T_{TOT} [kg]
Palo 120	133725,0	-87031,0	8776,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 - STR - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Opzioni di calcolo

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Berezantzev ridotto.

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Pressione passiva con moltiplicatore = 3.00)

Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb	Identificativo della combinazione
Nc, Nq	Fattori di capacità portante
Pl _{min} , Pl _{med}	Portanza laterale minima e media espressa in [kg]
Pp _{min} , Pp _{med}	Portanza di punta minima e media espressa in [kg]
Pd	Portanza di progetto espressa in [kg]
N	Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]
η	Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cmb	Nc	Nq
1	35.96	25.25
2	35.96	25.25

cmb	Pl _{med} [kg]	Pp _{med} [kg]	Pl _{min} [kg]	Pp _{min} [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	469368	838546	451640	749054	73513	483890	293006	1.651
2	469368	838546	451640	749054	73513	483890	133725	3.619

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb	Identificativo della combinazione
Tu	Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]
Tx	Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
η=T _u /T _x	Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cmb	Tu [kg]	T [kg]	η
1	114524	39064	2,932
2	23168	8776	2,640

Spostamenti e pressioni

Simbologia adottata

Nr.	Identificativo sezione palo
Y	ordinata palo espressa in [cm]
Ue	spostamento espresso in [cm]
Pe	pressione espressa in [kg/cmq]

Combinazione n° 1

n°	Y [m]	Ue [cm]	Pe [kg/cmq]	n°	Y [m]	Ue [cm]	Pe [kg/cmq]	n°	Y [m]	Ue [cm]	Pe [kg/cmq]
1	0,00	1,1354	0,000	2	0,26	1,0979	0,576	3	0,52	1,0592	0,602
4	0,78	1,0195	0,579	5	1,04	0,9790	0,556	6	1,30	0,9378	0,533
7	1,56	0,8963	0,509	8	1,82	0,8544	0,485	9	2,08	0,8125	0,461

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe
	[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]
10	2,34	0,7706	0,438	11	2,60	0,7289	0,414	12	2,86	0,6875	0,390
13	3,12	0,6466	0,367	14	3,38	0,6062	0,344	15	3,64	0,5666	0,322
16	3,90	0,5277	0,300	17	4,16	0,4898	0,278	18	4,42	0,4529	0,257
19	4,68	0,4171	0,622	20	4,94	0,3825	0,571	21	5,20	0,3491	0,521
22	5,46	0,3171	0,473	23	5,72	0,2865	0,511	24	5,98	0,2573	0,459
25	6,24	0,2297	0,410	26	6,50	0,2035	0,363	27	6,76	0,1790	0,972
28	7,02	0,1560	0,847	29	7,28	0,1346	0,731	30	7,54	0,1147	0,623
31	7,80	0,0964	0,524	32	8,06	0,0796	0,432	33	8,32	0,0643	0,349
34	8,58	0,0503	0,274	35	8,84	0,0378	0,205	36	9,10	0,0265	0,144
37	9,36	0,0165	0,090	38	9,62	0,0076	0,041	39	9,88	-0,0002	-0,001
40	10,14	-0,0070	-0,038	41	10,40	-0,0128	-0,069	42	10,66	-0,0177	-0,096
43	10,92	-0,0219	-0,119	44	11,18	-0,0253	-0,137	45	11,44	-0,0280	-0,152
46	11,70	-0,0301	-0,164	47	11,96	-0,0317	-0,172	48	12,22	-0,0328	-0,178
49	12,48	-0,0334	-0,182	50	12,74	-0,0337	-0,183	51	13,00	-0,0336	-0,183
52	13,26	-0,0332	-0,181	53	13,52	-0,0326	-0,177	54	13,78	-0,0318	-0,173
55	14,04	-0,0307	-0,167	56	14,30	-0,0296	-0,161	57	14,56	-0,0283	-0,154
58	14,82	-0,0269	-0,146	59	15,08	-0,0255	-0,138	60	15,34	-0,0240	-0,130
61	15,60	-0,0225	-0,122	62	15,86	-0,0210	-0,114	63	16,12	-0,0195	-0,106
64	16,38	-0,0180	-0,098	65	16,64	-0,0166	-0,090	66	16,90	-0,0152	-0,082
67	17,16	-0,0138	-0,075	68	17,42	-0,0125	-0,068	69	17,68	-0,0112	-0,061
70	17,94	-0,0101	-0,055	71	18,20	-0,0089	-0,049	72	18,46	-0,0079	-0,043
73	18,72	-0,0069	-0,037	74	18,98	-0,0059	-0,032	75	19,24	-0,0051	-0,028
76	19,50	-0,0043	-0,023	77	19,76	-0,0035	-0,019	78	20,02	-0,0029	-0,016
79	20,28	-0,0022	-0,012	80	20,54	-0,0017	-0,009	81	20,80	-0,0011	-0,006
82	21,06	-0,0007	-0,004	83	21,32	-0,0002	-0,001	84	21,58	0,0001	0,001
85	21,84	0,0005	0,003	86	22,10	0,0008	0,004	87	22,36	0,0011	0,006
88	22,62	0,0014	0,007	89	22,88	0,0016	0,009	90	23,14	0,0018	0,010
91	23,40	0,0020	0,011	92	23,66	0,0022	0,012	93	23,92	0,0024	0,013
94	24,18	0,0025	0,014	95	24,44	0,0027	0,015	96	24,70	0,0028	0,015
97	24,96	0,0030	0,016	98	25,22	0,0031	0,017	99	25,48	0,0033	0,018
100	25,74	0,0034	0,018	101	26,00	0,0035	0,019	102			

Combinazione n° 2

n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe
	[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]
1	0,00	-0,2498	0,000	2	0,26	-0,2215	-0,126	3	0,52	-0,1951	-0,111
4	0,78	-0,1704	-0,097	5	1,04	-0,1475	-0,084	6	1,30	-0,1263	-0,072
7	1,56	-0,1066	-0,061	8	1,82	-0,0886	-0,050	9	2,08	-0,0720	-0,041
10	2,34	-0,0569	-0,032	11	2,60	-0,0431	-0,024	12	2,86	-0,0307	-0,017
13	3,12	-0,0195	-0,011	14	3,38	-0,0096	-0,005	15	3,64	-0,0007	0,000
16	3,90	0,0071	0,004	17	4,16	0,0138	0,008	18	4,42	0,0196	0,011
19	4,68	0,0246	0,037	20	4,94	0,0287	0,043	21	5,20	0,0320	0,048
22	5,46	0,0346	0,052	23	5,72	0,0366	0,065	24	5,98	0,0381	0,068
25	6,24	0,0390	0,070	26	6,50	0,0394	0,070	27	6,76	0,0394	0,214
28	7,02	0,0390	0,212	29	7,28	0,0384	0,209	30	7,54	0,0375	0,204
31	7,80	0,0363	0,197	32	8,06	0,0350	0,190	33	8,32	0,0335	0,182
34	8,58	0,0319	0,174	35	8,84	0,0303	0,164	36	9,10	0,0285	0,155
37	9,36	0,0268	0,145	38	9,62	0,0250	0,136	39	9,88	0,0232	0,126
40	10,14	0,0215	0,117	41	10,40	0,0198	0,107	42	10,66	0,0181	0,098
43	10,92	0,0165	0,089	44	11,18	0,0149	0,081	45	11,44	0,0134	0,073
46	11,70	0,0120	0,065	47	11,96	0,0106	0,058	48	12,22	0,0094	0,051
49	12,48	0,0082	0,044	50	12,74	0,0071	0,038	51	13,00	0,0061	0,033
52	13,26	0,0051	0,028	53	13,52	0,0042	0,023	54	13,78	0,0034	0,019
55	14,04	0,0027	0,015	56	14,30	0,0021	0,011	57	14,56	0,0015	0,008
58	14,82	0,0009	0,005	59	15,08	0,0005	0,003	60	15,34	0,0001	0,000
61	15,60	-0,0003	-0,002	62	15,86	-0,0006	-0,003	63	16,12	-0,0009	-0,005
64	16,38	-0,0011	-0,006	65	16,64	-0,0013	-0,007	66	16,90	-0,0014	-0,008
67	17,16	-0,0016	-0,008	68	17,42	-0,0016	-0,009	69	17,68	-0,0017	-0,009
70	17,94	-0,0017	-0,009	71	18,20	-0,0018	-0,010	72	18,46	-0,0018	-0,010
73	18,72	-0,0018	-0,010	74	18,98	-0,0017	-0,009	75	19,24	-0,0017	-0,009
76	19,50	-0,0016	-0,009	77	19,76	-0,0016	-0,009	78	20,02	-0,0015	-0,008
79	20,28	-0,0014	-0,008	80	20,54	-0,0014	-0,007	81	20,80	-0,0013	-0,007
82	21,06	-0,0012	-0,007	83	21,32	-0,0011	-0,006	84	21,58	-0,0010	-0,006
85	21,84	-0,0009	-0,005	86	22,10	-0,0009	-0,005	87	22,36	-0,0008	-0,004
88	22,62	-0,0007	-0,004	89	22,88	-0,0006	-0,003	90	23,14	-0,0005	-0,003
91	23,40	-0,0004	-0,002	92	23,66	-0,0003	-0,002	93	23,92	-0,0003	-0,001
94	24,18	-0,0002	-0,001	95	24,44	-0,0001	0,000	96	24,70	0,0000	0,000
97	24,96	0,0001	0,000	98	25,22	0,0002	0,001	99	25,48	0,0002	0,001
100	25,74	0,0003	0,002	101	26,00	0,0004	0,002	102			

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
 Y ordinata palo espressa in [cm]
 Ur spostamento limite espressa in [cm]
 Pr pressione limite espressa in [kg/cmq]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]		[m]	[cm]	[kg/cm ²]
1	0,00	3,5773	0,000	2	0,26	3,4567	0,576	3	0,52	3,3327	1,151
4	0,78	3,2056	1,727	5	1,04	3,0763	1,747	6	1,30	2,9453	1,673
7	1,56	2,8130	1,598	8	1,82	2,6802	1,522	9	2,08	2,5471	1,447
10	2,34	2,4144	1,371	11	2,60	2,2825	1,296	12	2,86	2,1517	1,222
13	3,12	2,0225	1,149	14	3,38	1,8952	1,076	15	3,64	1,7703	1,006
16	3,90	1,6480	0,936	17	4,16	1,5287	0,868	18	4,42	1,4126	0,802
19	4,68	1,3001	1,940	20	4,94	1,1915	1,778	21	5,20	1,0868	1,622
22	5,46	0,9865	1,472	23	5,72	0,8906	1,589	24	5,98	0,7993	1,426
25	6,24	0,7128	1,272	26	6,50	0,6310	1,126	27	6,76	0,5542	3,011
28	7,02	0,4824	2,621	29	7,28	0,4155	2,258	30	7,54	0,3537	1,921
31	7,80	0,2966	1,612	32	8,06	0,2444	1,328	33	8,32	0,1967	1,068
34	8,58	0,1534	0,833	35	8,84	0,1144	0,621	36	9,10	0,0794	0,431
37	9,36	0,0483	0,262	38	9,62	0,0208	0,113	39	9,88	-0,0034	-0,018
40	10,14	-0,0243	-0,132	41	10,40	-0,0423	-0,230	42	10,66	-0,0575	-0,313
43	10,92	-0,0703	-0,382	44	11,18	-0,0807	-0,439	45	11,44	-0,0891	-0,484
46	11,70	-0,0956	-0,519	47	11,96	-0,1003	-0,545	48	12,22	-0,1035	-0,562
49	12,48	-0,1054	-0,573	50	12,74	-0,1060	-0,576	51	13,00	-0,1057	-0,574
52	13,26	-0,1044	-0,567	53	13,52	-0,1023	-0,556	54	13,78	-0,0996	-0,541
55	14,04	-0,0963	-0,523	56	14,30	-0,0926	-0,503	57	14,56	-0,0885	-0,481
58	14,82	-0,0842	-0,457	59	15,08	-0,0797	-0,433	60	15,34	-0,0750	-0,407
61	15,60	-0,0703	-0,382	62	15,86	-0,0655	-0,356	63	16,12	-0,0608	-0,330
64	16,38	-0,0562	-0,305	65	16,64	-0,0516	-0,280	66	16,90	-0,0472	-0,256
67	17,16	-0,0429	-0,233	68	17,42	-0,0388	-0,211	69	17,68	-0,0349	-0,190
70	17,94	-0,0312	-0,170	71	18,20	-0,0277	-0,150	72	18,46	-0,0244	-0,132
73	18,72	-0,0213	-0,116	74	18,98	-0,0184	-0,100	75	19,24	-0,0157	-0,085
76	19,50	-0,0132	-0,072	77	19,76	-0,0109	-0,059	78	20,02	-0,0088	-0,048
79	20,28	-0,0068	-0,037	80	20,54	-0,0050	-0,027	81	20,80	-0,0034	-0,019
82	21,06	-0,0020	-0,011	83	21,32	-0,0006	-0,003	84	21,58	0,0006	0,003
85	21,84	0,0016	0,009	86	22,10	0,0026	0,014	87	22,36	0,0035	0,019
88	22,62	0,0043	0,023	89	22,88	0,0050	0,027	90	23,14	0,0057	0,031
91	23,40	0,0063	0,034	92	23,66	0,0069	0,037	93	23,92	0,0074	0,040
94	24,18	0,0079	0,043	95	24,44	0,0084	0,046	96	24,70	0,0089	0,048
97	24,96	0,0093	0,051	98	25,22	0,0097	0,053	99	25,48	0,0102	0,055
100	25,74	0,0106	0,058	101	26,00	0,0110	0,060	102			

Di seguito sono riepilogati i coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche desunti dal software di calcolo relativamente alle diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	CARICO LIMITE	PORTANZA LATERALE
SLU - STR	1,651	2,932
SLV	3,619	2,640

Come anticipato in precedenza, di seguito sono riepilogati i coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche relativamente alle diverse combinazioni di carico considerate, prendendo in esame esclusivamente i 21,0 m di palo al di fuori del lamierino (stratigrafia vergine con esclusione dello strato di rilevato):

COMBINAZIONE	CARICO LIMITE	PORTANZA LATERALE
SLU - STR	1,23	3,47
SLV	2,69	2,64

7.4 VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA DEI PALI IN GRUPPO

Poiché l'interasse tra i pali di fondazione è inferiore a 3 volte il diametro dei pali stessi ($i = 3,20 \text{ m} < 3 \cdot d = 3,60 \text{ m}$) si procede di seguito alla valutazione dell'efficienza dei pali in gruppo mediante la formulazione di Converse – Labarre:

$$E_g = 1 - \theta \cdot \frac{(n-1) \cdot m + (m-1) \cdot n}{90 \cdot m \cdot n}$$

dove:

- $m \rightarrow n$. di colonne di pali
- $n \rightarrow n$. di righe di pali
- $\theta = \arctan(D/s)$ espresso in gradi
- $D \rightarrow$ diametro del palo
- $S \rightarrow$ interasse tra i pali

Sul singolo concio del muro si ha:

- $m = 4$
- $n = 1$
- $\theta = \arctan(120/320) = 20,55^\circ$
- $D = 120 \text{ cm}$
- $S = 320 \text{ cm}$

Si ottiene pertanto un'efficienza dei pali in gruppo pari a:

$E_g = 0,829$

Applicando tale valore ai coefficienti di sicurezza a carico limite ultimo si ottiene:

COMBINAZIONE	$C_{\text{sicurezza}}$ CALCOLATO	E_g	$C_{\text{sicurezza}}$ FINALE
SLU - STR	1,651	0,829	1,369
SLV	3,619	0,829	3,000

Prendendo in esame esclusivamente i 21,0 m di palo al di fuori del lamierino (stratigrafia vergine con esclusione dello strato di rilevato) si ottiene invece:

COMBINAZIONE	$C_{\text{sicurezza}}$ CALCOLATO	E_g	$C_{\text{sicurezza}}$ FINALE
SLU - STR	1,23	0,829	1,020
SLV	2,69	0,829	2,230

In tutti i casi il coefficiente di sicurezza finale risulta comunque superiore all'unità.

Si sottolinea infine che l'applicazione della formulazione di Converse – Labarre per i terreni granulari (come nel caso in esame nel quale la stratigrafia è costituita per la maggior percentuale da terreni incoerenti) è spesso eccessivamente cautelativa.

7.5 VALIDAZIONE MANUALE DEI RISULTATI DEL SOFTWARE

Nella tabella successiva è riportata la determinazione della portanza laterale caratteristica del palo di fondazione:

Diametro del palo	1,20	[m]
Lunghezza del palo	26,00	[m]
Quota di falda	5,60	[m]
Pressione al piano di posa della zattera di fondazione	0,00	[kN/m ²]

z [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	φ [°]	$K = 1 - \sin(\varphi)$	$\mu = \tan(\delta) = \tan(\varphi)$	T_s [kN/m ²]	$T_{s,media}$ [kN/m ²]	$R_{L,k}$ [kN]
0,00	20,00	20,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00
1,00	20,00	20,00	0,00	20,00	0,00	20,00	0,00	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00
2,00	20,00	20,00	0,00	40,00	0,00	40,00	0,00	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00
3,00	20,00	20,00	0,00	60,00	0,00	60,00	0,00	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00
4,00	20,00	20,00	0,00	80,00	0,00	80,00	0,00	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00
4,60	20,00	20,00	0,00	92,00	0,00	92,00	0,00	1,000	0,000	0,00	0,00	0,00
5,00	18,50	18,50	0,00	99,40	0,00	99,40	22,00	0,625	0,404	25,12	12,56	18,94
5,60	18,50	18,50	0,00	110,50	0,00	110,50	22,00	0,625	0,404	27,92	26,52	78,92
6,00	18,50	8,50	10,00	117,90	4,00	113,90	22,00	0,625	0,404	28,78	28,35	121,67
6,60	18,50	8,50	10,00	129,00	10,00	119,00	22,00	0,625	0,404	30,07	29,42	188,23
7,00	19,00	9,00	10,00	136,60	14,00	122,60	34,00	0,441	0,675	36,45	33,26	238,38
8,00	19,00	9,00	10,00	155,60	24,00	131,60	34,00	0,441	0,675	39,13	37,79	380,85
9,00	19,00	9,00	10,00	174,60	34,00	140,60	34,00	0,441	0,675	41,80	40,47	533,40
10,00	19,00	9,00	10,00	193,60	44,00	149,60	34,00	0,441	0,675	44,48	43,14	696,05
11,00	19,00	9,00	10,00	212,60	54,00	158,60	34,00	0,441	0,675	47,16	45,82	868,78
12,00	19,00	9,00	10,00	231,60	64,00	167,60	34,00	0,441	0,675	49,83	48,49	1.051,60
13,00	19,00	9,00	10,00	250,60	74,00	176,60	34,00	0,441	0,675	52,51	51,17	1.244,50
14,00	19,00	9,00	10,00	269,60	84,00	185,60	34,00	0,441	0,675	55,18	53,85	1.447,50
15,00	19,00	9,00	10,00	288,60	94,00	194,60	34,00	0,441	0,675	57,86	56,52	1.660,58
16,00	19,00	9,00	10,00	307,60	104,00	203,60	34,00	0,441	0,675	60,54	59,20	1.883,75
17,00	19,00	9,00	10,00	326,60	114,00	212,60	34,00	0,441	0,675	63,21	61,87	2.117,01
18,00	19,00	9,00	10,00	345,60	124,00	221,60	34,00	0,441	0,675	65,89	64,55	2.360,36
19,00	19,00	9,00	10,00	364,60	134,00	230,60	34,00	0,441	0,675	68,56	67,23	2.613,79
20,00	19,00	9,00	10,00	383,60	144,00	239,60	34,00	0,441	0,675	71,24	69,90	2.877,32
21,00	19,00	9,00	10,00	402,60	154,00	248,60	34,00	0,441	0,675	73,92	72,58	3.150,93
22,00	19,00	9,00	10,00	421,60	164,00	257,60	34,00	0,441	0,675	76,59	75,25	3.434,63
23,00	19,00	9,00	10,00	440,60	174,00	266,60	34,00	0,441	0,675	79,27	77,93	3.728,42
24,00	19,00	9,00	10,00	459,60	184,00	275,60	34,00	0,441	0,675	81,94	80,61	4.032,29
25,00	19,00	9,00	10,00	478,60	194,00	284,60	34,00	0,441	0,675	84,62	83,28	4.346,26
26,00	19,00	9,00	10,00	497,60	204,00	293,60	34,00	0,441	0,675	87,30	85,96	4.670,31

Il valore caratteristico della portanza laterale è risultato pari a $R_{L,k} = 4.670,31$ kN.

Considerato:

- Coefficiente di portanza alla punta $N^*_q = 25,25$
- Pressione verticale efficace alla base $\sigma'_v = 293,60$ kN/m²

il valore caratteristico della portanza di punta risulta pari a:

$$R_{P,k} = \pi \times 1,20^2 / 4 \times 25,25 \times 293,60 = 8.384,36 \text{ kN}$$

Di seguito è riportato il form di output del software di calcolo recante la determinazione dei valori caratteristici della portanza laterale e di punta:

Dettagli risultati palo [comb 1] SLU - Approccio 2

Geometria palo
 L = 26,00 m D = 120,00 cm

Portanza verticale
 Pp min = 749054 kg Pp med = 838546 kg
 Pl min = 451640 kg Pl med = 469368 kg
 Wp = 73513 kg
 Pd = 483890 kg N = 293006 kg $\eta = 1,65$

Coefficienti di capacità portante
 Nc = 35,96 Nq = 25,25
 N'c = 35,96 N'q = 25,25

Portanza trasversale
 Tu = 114524 kg T = 39064 kg $\eta = 2,93$
 Mu = 193968 kgm

Armatura palo (primo tratto)
 Armatura: 24 ϕ 26 A = 127,42 cm² MuSez = 229753 kgm

Armatura palo (secondo tratto) - y =
 Armatura: ϕ A = MuSez =

Cedimenti
 w = 0,311 cm u = 1,135 cm

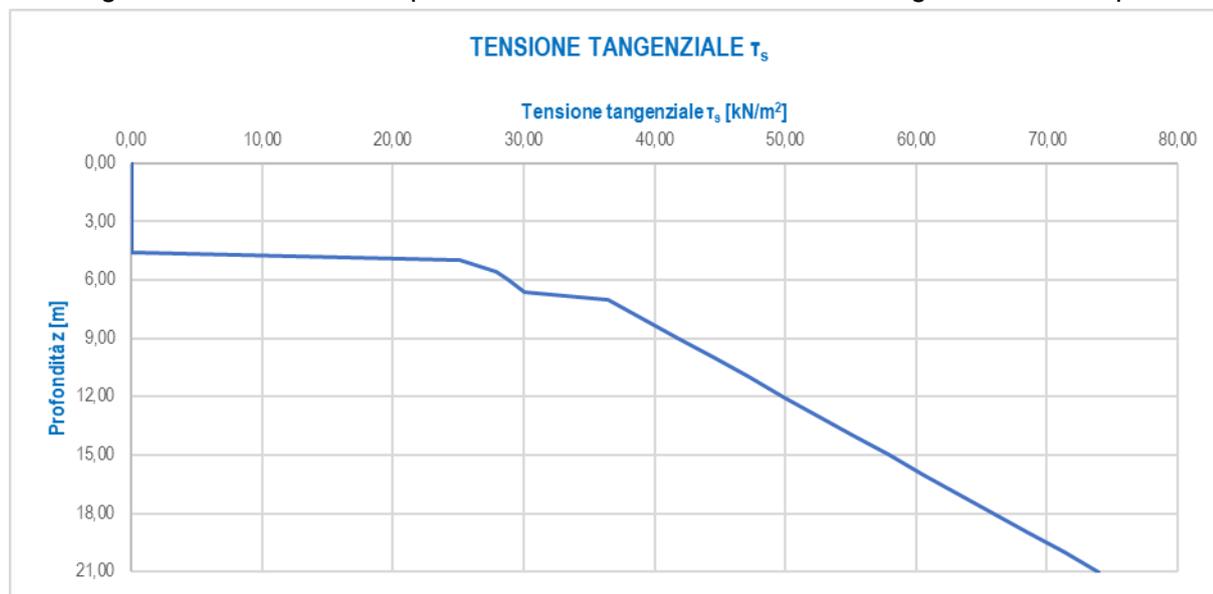
<< 1 >> Help

Risulta pertanto:

PORTANZA	SOFTWARE	VALIDAZIONE
di punta [kN]	8.385,46	8.384,36
laterale [kN]	4.693,68	4.670,31

I risultati risultano perfettamente confrontabili.

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento della tensione tangenziale con la profondità:



La tensione tangenziale risulta sempre inferiore a **100,00 kPa**, nel rispetto dell'assunzione presente nel progetto definitivo.

7.6 CALCOLO DEI CEDIMENTI VERTICALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

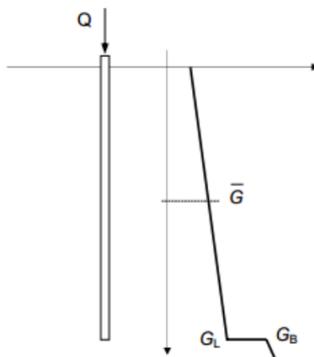
Il cedimento del palo per la combinazione maggiormente gravosa allo Stato Limite di Esercizio – Combinazione Caratteristica viene determinato mediante il metodo di Randolph e Worth di seguito descritto.

Il cedimento del singolo palo è determinato mediante la seguente relazione:

$$\frac{Q}{G_L \cdot r_0 \cdot w} = \left[\frac{4}{\eta \cdot (1-\nu)} + \frac{2 \cdot \pi}{\zeta} \cdot \rho \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \right] \cdot \left[1 + \frac{4}{\eta \cdot (1-\nu)} + \frac{1}{\pi \cdot L} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \right]^{-1}$$

dove:

- Q = carico sul palo
- r_0 = raggio del palo
- w = cedimento del palo
- E_p = modulo elastico del calcestruzzo costituente il palo



- G_m = modulo di rigidezza trasversale media del terreno lungo lo sviluppo del palo
- G_L = modulo di rigidezza trasversale del terreno alla lunghezza L
- G_b = modulo di rigidezza trasversale del terreno in corrispondenza della base del palo
- ν = coefficiente di Poisson del terreno
- r_b = raggio del palo alla base

$$\rho = \frac{G_m}{G_L}$$

$$\lambda = \frac{E_p}{G_L}$$

$$\xi = \frac{G_L}{G_b}$$

$$\eta = \frac{r_b}{r_0}$$

$$r_m = L \cdot \left\{ \frac{L}{4} + \left[2 \cdot \rho \cdot (1-\nu) - \frac{L}{4} \right] \cdot \xi \right\}$$

$$\zeta = \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)$$

- $$\mu = \frac{\sqrt{\frac{2}{\xi \cdot \lambda}}}{r_0}$$

Il carico massimo sul singolo palo determinato per lo Stato Limite di Esercizio – Combinazione caratteristica è risultato pari a:

Q = 2.129,76 kN

A tale carico, trasmesso dalla pila, viene sommato il peso proprio del palo, che risulta pari a:

P_{palo} = 26,00 x π x 1,20² / 4 x 25,00 = 735,13 kN

Viene infine sottratto il peso del terreno rimosso durante la trivellazione del palo:

P_t = π x 1,20² / 4 x (4,60 x 20,00 + 2,00 x 18,50 + 19,40 x 19,00) = 562,77 kN

Il carico massimo in condizioni di esercizio utilizzato per la stima del cedimento verticale risulta dunque pari a:

Q = 2.129,76 + 735,13 – 562,77 = 2.302,12 kN

Sulla base della caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione si assumono i seguenti valori del modulo elastico:

- Strato 1 (rilevato stradale) → E = 22,50 Mpa = **22.500,00 kN/m²**
- Strato 2 (Unità Ug3) → E = 26,50 Mpa = **26.500,00 kN/m²**
- Strato 3 (Unità Ug2) → E = 34,00 Mpa = **34.000,00 kN/m²**

Il valore medio del modulo elastico lungo lo sviluppo del palo è valutato mediante la seguente media ponderata:

E_m = (4,60 x 22.500,00 + 2,00 x 26.500,00 + 19,40 x 34.000,00) / (4,60 + 2,00 + 19,40) = 31.388,46 kN/m²

Considerato un coefficiente di Poisson del terreno pari a ν = 0,30, si ottengono i seguenti valori del modulo di rigidezza trasversale:

- **G_m = 12.181,95 kN/m²**
- **G_L = 13.076,92 kN/m²**
- **G_b = 13.076,92 kN/m²**

Di seguito è riportata la valutazione del cedimento massimo verticale in esercizio riferito al singolo palo:

Q	2.302,12	[kN]
L	26,00	[m]
r_0	0,60	[m]
r_b	0,60	[m]
E_p	31.220.185,78	[kN/m ²]
E_m	31.388,46	[kN/m ²]
E_L	34.000,00	[kN/m ²]
E_b	34.000,00	[kN/m ²]
G_m	12.072,48	[kN/m ²]
G_L	13.076,92	[kN/m ²]
G_b	13.076,92	[kN/m ²]
ν	0,30	[-]
r_m	33,60	[m]
ζ	4,03	[-]
η	1,00	[-]
ξ	1,00	[-]
ρ	0,92	[-]
μ	0,0240	[-]
λ	2.387,43	[-]
μL	0,63	[m]
w	4,94	[mm]

Il cedimento calcolato risulta compatibile con la funzionalità in esercizio dell'opera, considerando anche che il cedimento indotto dal peso del palo, dal peso delle sottostrutture e dell'impalcato metallico viene comunque scontato in fase di esecuzione e che dunque non ingenera azioni parassite sulla sovrastruttura.

8 AZIONI SOLLECITANTI SUI PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE

8.1 AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO TRASMESSE DALLE PILE

Di seguito sono riportati i valori delle azioni sollecitanti trasmesse dalla zattera di fondazione delle pile (pila 2) e valutate in sommità dei singoli pali di fondazione (Elaborato **HF03-P03PO03STRRE03_A**):

Numero di pali di fondazione

8

	PALO 1	PALO 2	PALO 3	PALO 4	PALO 5	PALO 6	PALO 7	PALO 8	
X	-1,80	-1,80	-1,80	-1,80	1,80	1,80	1,80	1,80	
Y	-5,40	-1,80	1,80	5,40	-5,40	-1,80	1,80	5,40	
X ²	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	3,24	25,92
Y ²	29,16	3,24	3,24	29,16	29,16	3,24	3,24	29,16	129,60

COMBINAZIONI DI CARICO		N _{Sd,1} [kN]	N _{Sd,2} [kN]	N _{Sd,3} [kN]	N _{Sd,4} [kN]	N _{Sd,5} [kN]	N _{Sd,6} [kN]	N _{Sd,7} [kN]	N _{Sd,8} [kN]	V _{Sd} [kN]	
SLE - QUASI PERMANENTI	GEN Q.P.(max)	-	1.628,28	1.628,28	1.628,28	1.628,28	1.607,03	1.607,03	1.607,03	1.607,03	3,42
	GEN Q.P.(min)	-	1.638,29	1.638,29	1.638,29	1.638,29	1.584,63	1.584,63	1.584,63	1.584,63	8,62
SLE - FREQUENTI	GEN FREQ Mobil(max)	-	1.669,54	1.771,09	1.872,63	1.974,18	1.675,94	1.777,48	1.879,03	1.980,57	1,43
	GEN FREQ Vento(max)	-	1.611,94	1.622,84	1.633,73	1.644,63	1.590,69	1.601,58	1.612,48	1.623,37	8,08
	GEN FREQ Termico(max)	-	1.627,28	1.627,28	1.627,28	1.627,28	1.609,27	1.609,27	1.609,27	1.609,27	2,89
	GEN FREQ Mobil(min)	-	1.779,26	1.677,72	1.576,17	1.474,63	1.702,75	1.601,20	1.499,66	1.398,11	12,34
	GEN FREQ Vento(min)	-	1.654,62	1.643,73	1.632,83	1.621,94	1.600,96	1.590,07	1.579,17	1.568,28	11,31
	GEN FREQ Termico(min)	-	1.639,29	1.639,29	1.639,29	1.639,29	1.582,39	1.582,39	1.582,39	1.582,39	9,14
SLE - RARE	GEN RARA Mobil(max)	-	1.655,00	1.878,85	2.102,70	2.326,55	1.685,13	1.908,99	2.132,84	2.356,69	24,28
	GEN RARA Vento(max)	-	1.586,86	1.742,88	1.898,90	2.054,92	1.596,50	1.752,52	1.908,54	2.064,56	37,62
	GEN RARA Frenam(max)	-	1.584,31	1.685,86	1.787,40	1.888,95	1.763,06	1.864,61	1.966,15	2.067,70	28,74
	GEN RARA Termico(max)	-	1.615,53	1.749,76	1.883,99	2.018,22	1.638,13	1.772,36	1.906,59	2.040,82	23,23
	GEN RARA Mobil(min)	-	1.957,43	1.733,58	1.509,73	1.285,88	1.859,51	1.635,66	1.411,81	1.187,96	28,52
	GEN RARA Vento(min)	-	1.861,95	1.705,93	1.549,91	1.393,89	1.782,19	1.626,17	1.470,15	1.314,13	39,71
	GEN RARA Frenam(min)	-	1.864,49	1.762,95	1.661,40	1.559,86	1.615,62	1.514,08	1.412,53	1.310,99	40,01
	GEN RARA Termico(min)	-	1.833,28	1.699,05	1.564,82	1.430,59	1.740,56	1.606,33	1.472,10	1.337,87	27,36
SLU - STR	GEN SLU Mobil(max)	-	2.290,00	2.597,10	2.904,20	3.211,30	2.332,49	2.639,59	2.946,69	3.253,79	36,06
	GEN SLU Vento(max)	-	2.193,12	2.411,91	2.630,71	2.849,51	2.207,93	2.426,73	2.645,52	2.864,32	56,28
	GEN SLU Frenamento(max)	-	2.201,93	2.339,01	2.476,10	2.613,19	2.445,04	2.582,13	2.719,21	2.856,30	39,09
	GEN SLU Termico(max)	-	2.237,32	2.423,43	2.609,55	2.795,66	2.267,69	2.453,80	2.639,91	2.826,03	34,62
	GEN SLU Mobil(min)	-	2.711,19	2.404,09	2.096,99	1.789,89	2.586,63	2.279,53	1.972,43	1.665,33	40,67
	GEN SLU Vento(min)	-	2.587,19	2.368,39	2.149,59	1.930,79	2.487,15	2.268,35	2.049,55	1.830,75	58,48
	GEN SLU Frenamento(min)	-	2.578,37	2.441,29	2.304,20	2.167,12	2.250,03	2.112,95	1.975,86	1.838,78	52,79
	GEN SLU Termico(min)	-	2.542,98	2.356,87	2.170,75	1.984,64	2.427,39	2.241,27	2.055,16	1.869,05	38,99
	GEN SLV Long(max)	1	1.094,19	1.122,02	1.149,85	1.177,69	1.406,39	1.434,22	1.462,05	1.489,88	79,91
	GEN SLV Long(max)	2	1.086,43	1.114,26	1.142,09	1.169,92	1.398,62	1.426,45	1.454,29	1.482,12	79,91
SLV	GEN SLV Long(max)	3	1.098,07	1.123,32	1.148,56	1.173,80	1.410,27	1.435,51	1.460,75	1.486,00	76,30
	GEN SLV Long(max)	4	1.090,31	1.115,56	1.140,80	1.166,04	1.402,50	1.427,75	1.452,99	1.478,24	76,30
	GEN SLV Trasv(max)	1	1.114,87	1.206,31	1.297,75	1.389,19	1.193,73	1.285,17	1.376,61	1.468,06	86,78
	GEN SLV Trasv(max)	2	1.107,10	1.198,55	1.289,99	1.381,43	1.185,97	1.277,41	1.368,85	1.460,29	86,78
	GEN SLV Trasv(max)	3	1.121,33	1.212,78	1.304,22	1.395,66	1.187,26	1.278,71	1.370,15	1.461,59	84,51
	GEN SLV Trasv(max)	4	1.113,57	1.205,01	1.296,46	1.387,90	1.179,50	1.270,94	1.362,39	1.453,83	84,51
	GEN SLV Vert(max)	1	1.229,33	1.258,48	1.287,64	1.316,79	1.308,39	1.337,55	1.366,70	1.395,85	34,52
	GEN SLV Vert(max)	2	1.233,21	1.259,78	1.286,34	1.312,91	1.312,28	1.338,84	1.365,41	1.391,97	23,81
	GEN SLV Vert(max)	3	1.235,80	1.264,95	1.294,10	1.323,26	1.301,93	1.331,08	1.360,23	1.389,38	28,31
	GEN SLV Vert(max)	4	1.239,68	1.266,25	1.292,81	1.319,38	1.305,81	1.332,37	1.358,94	1.385,50	13,28
	GEN SLV Long(min)	1	1.504,25	1.479,01	1.453,76	1.428,52	1.117,15	1.091,90	1.066,66	1.041,42	88,24
	GEN SLV Long(min)	2	1.496,49	1.471,25	1.446,00	1.420,76	1.109,39	1.084,14	1.058,90	1.033,65	88,24
	GEN SLV Long(min)	3	1.508,13	1.480,30	1.452,47	1.424,64	1.121,03	1.093,20	1.065,37	1.037,53	91,38
	GEN SLV Long(min)	4	1.500,37	1.472,54	1.444,71	1.416,88	1.113,27	1.085,44	1.057,60	1.029,77	91,38
	GEN SLV Trasv(min)	1	1.480,99	1.389,55	1.298,11	1.206,67	1.340,15	1.248,71	1.157,27	1.065,82	86,03
	GEN SLV Trasv(min)	2	1.473,23	1.381,79	1.290,35	1.198,90	1.332,39	1.240,95	1.149,50	1.058,06	86,03
	GEN SLV Trasv(min)	3	1.487,46	1.396,02	1.304,58	1.213,13	1.333,68	1.242,24	1.150,80	1.059,36	90,36
	GEN SLV Trasv(min)	4	1.479,70	1.388,26	1.296,81	1.205,37	1.325,92	1.234,48	1.143,04	1.051,60	90,36
	GEN SLV Vert(min)	1	1.354,88	1.328,32	1.301,75	1.275,19	1.213,84	1.187,28	1.160,71	1.134,15	20,91
	GEN SLV Vert(min)	2	1.358,76	1.329,61	1.300,46	1.271,31	1.217,73	1.188,57	1.159,42	1.130,27	32,59
	GEN SLV Vert(min)	3	1.361,35	1.334,79	1.308,22	1.281,65	1.207,38	1.180,81	1.154,25	1.127,68	34,67
	GEN SLV Vert(min)	4	1.365,23	1.336,08	1.306,93	1.277,77	1.211,26	1.182,11	1.152,95	1.123,80	42,74

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori massimi dell'azione normale (compressione e trazione), del momento flettente e dell'azione tagliante agenti sui pali di fondazione:

COMBINAZIONE	N _{Sd,MAX} [kN]	N _{Sd,MIN} [kN]
SLE - QUASI PERMANENTE	1.638,29	1.584,63
SLE - FREQUENTE	1.980,57	1.398,11
SLE - RARA	2.356,69	1.187,96
SLU - STR	3.253,79	1.665,33
SLV	1.508,13	1.029,77

8.2 AZIONI SOLLECITANTI SUL SINGOLO PALO CONNESSE ALLA DEFORMABILITÀ ORIZZONTALE DEL TERRENO

Per effetto del taglio e della deformabilità del terreno nell'intorno del palo si generano le azioni sollecitanti definite nel seguito.

8.2.1 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI REAZIONE ORIZZONTALE DEL TERRENO

Per terreni **prevalentemente incoerenti** si considera la costante di reazione orizzontale del terreno variabile con la profondità, secondo la seguente relazione lineare:

$$k_h = n_h \cdot \frac{z}{d}$$

dove:

- n_h → costante dipendente dalla litologia
- z → profondità
- d → diametro del palo

Il valore della costante n_h viene determinato mediante la seguente relazione (Viggiani 1999 – [14.25]):

$$n_h = \frac{A \cdot \gamma}{1,35}$$

Il coefficiente A per terreni incoerenti è determinato secondo la seguente tabella (Viggiani 1999 – Tab. 14.5), in relazione allo stato di addensamento del terreno:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
N_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
N_h [N/cm ³], sabbie immerse	1,5	5	12

Lo stato di addensamento del terreno è valutato come segue in relazione alla densità relativa del terreno stesso:

D_r (%)	stato di addensamento
0 – 15	molto sciolto
15 – 35	sciolto
35 – 65	medio
65 – 85	denso
85 – 100	molto denso

Per terreni **prevalentemente coerenti sovraconsolidati** ($c_u > 0,50$ kg/cm²) si considera la costante di reazione orizzontale del terreno variabile con la profondità, secondo la seguente relazione lineare (Matlock & Reese, 1956)

$$k_h = c_f \cdot \frac{c_u}{d}$$

dove:

- c_f → costante assunta pari a 67 (Davisson 1970)
- c_u → coesione non drenata
- d → diametro del palo

Per terreni prevalentemente coerenti normal-consolidati si considera la costante di reazione orizzontale del terreno variabile con la profondità, secondo la seguente relazione lineare (Matlock & Reese, 1956)

$$k_h = \delta \cdot \frac{z}{d}$$

dove:

- $\delta \rightarrow$ costante dipendente dalla coesione non drenata:
 - $c_u \leq 0,25 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \delta = 0,022 \text{ N/cm}^3$
 - $0,25 < c_u \leq 0,50 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \delta = 3,51 \text{ N/cm}^3$
- $z \rightarrow$ profondità
- $d \rightarrow$ diametro del palo

Essendo stata posta la falda di progetto a **-1,00 m** dal piano di campagna, il terreno al di sopra di tale quota è considerato “secco – umido”, mentre il terreno al di sotto è considerato “saturato”. Il valore di k_h finale è stato determinato come media ponderata dei valori di k_h valutati per ciascuno strato della stratigrafia considerata:

STRATO	UNITA' LITOTECNICA	QUOTA INIZIALE [m]	QUOTA FINALE [m]	QUOTA INIZIALE (riferita alla testa palo) [m]	QUOTA FINALE (riferita alla testa palo) [m]	H _{testa} [m]	STATO DI ADDENSAMENTO	A	Y [kN/m ³]	c _u [kg/cm ²]	n _s [N/cm ³]	d [m]	k _s QUOTA INIZIALE	k _s QUOTA FINALE	k _{h,media} STRATO	
1	L5	0,00	-2,00	0,00	-2,00	2,00	-	-	-	0,30	3,510	1,20	0,00	5,85	2,93	
2	S1/S2	-2,00	-21,00	-2,00	-21,00	19,00	MEDIO	600,00	9,00	-	4,000	1,20	6,67	70,00	38,33	
						21,00										41,26

$$k_h = 41,26 / 21,00 = 1,96 \text{ N/cm}^3$$

Le azioni sollecitanti sui pali sono valutate nel caso di “palo impedito di ruotare in testa soggetto a forze orizzontali”.

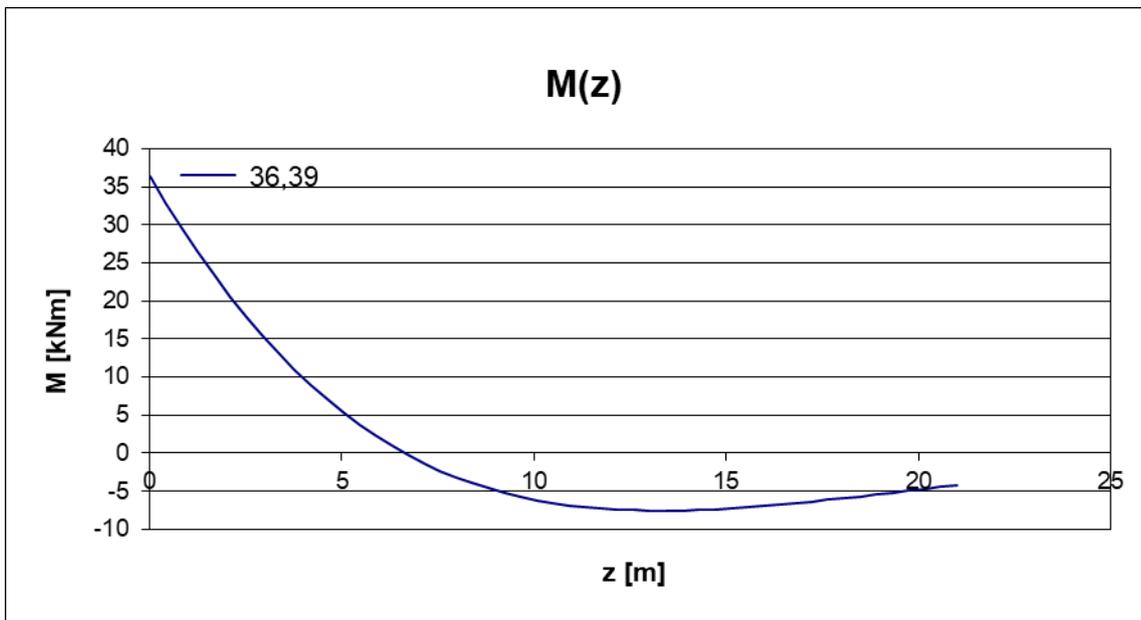
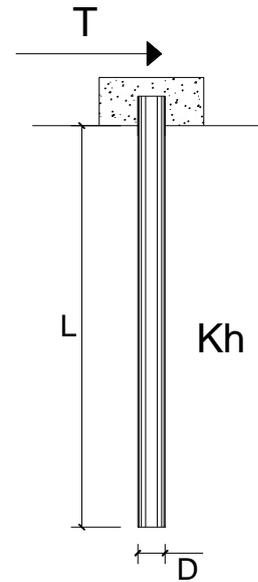
Per la valutazione delle azioni sollecitanti sul palo di fondazione per effetto dell'azione tagliante in testa e della deformabilità è stato utilizzato il metodo di Matlock & Reese con k_h variabile con la profondità.

8.2.2 COMBINAZIONE SLE – QUASI PERMANENTE
PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1,2	(m)
Lunghezza del palo (L)	21	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	1,96	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	8,62	(kN)
fck del calcestruzzo:	24,9	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	32,9	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31447	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	10178760	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	858,96	(cm)



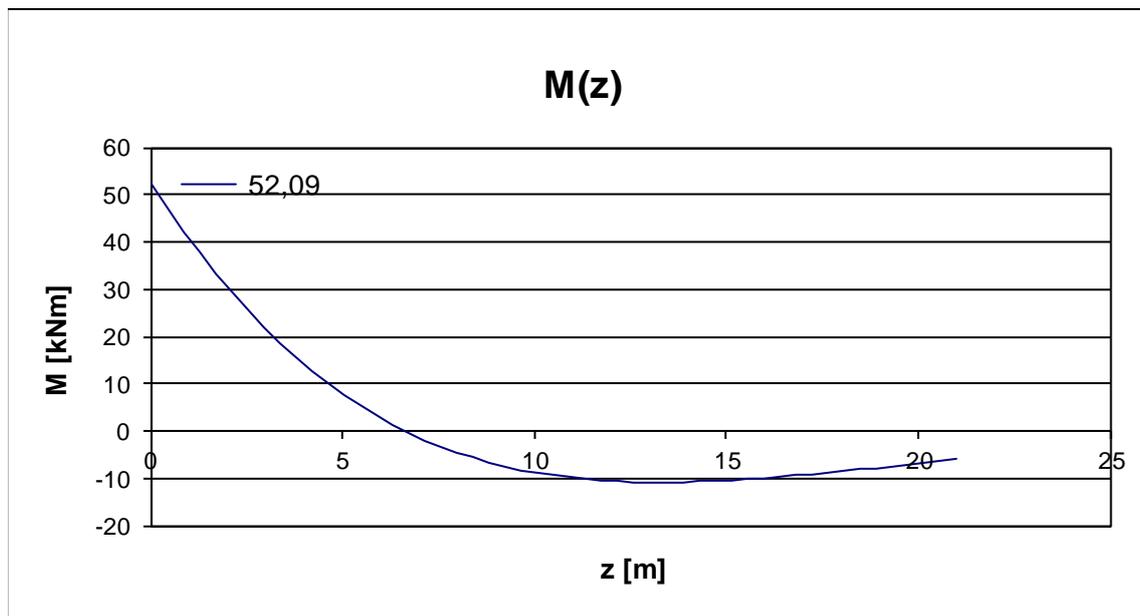
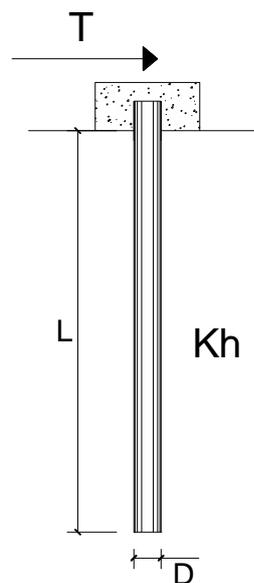
8.2.3 COMBINAZIONE SLE – FREQUENTE

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1,2	(m)
Lunghezza del palo (L)	21	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	1,96	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	12,34	(kN)
fck del calcestruzzo:	24,9	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	32,9	(MPa)
Ecls ($E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$):	31447	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4/64$):	10178760	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ/k_h \cdot D)^{1/4}$):	858,96	(cm)



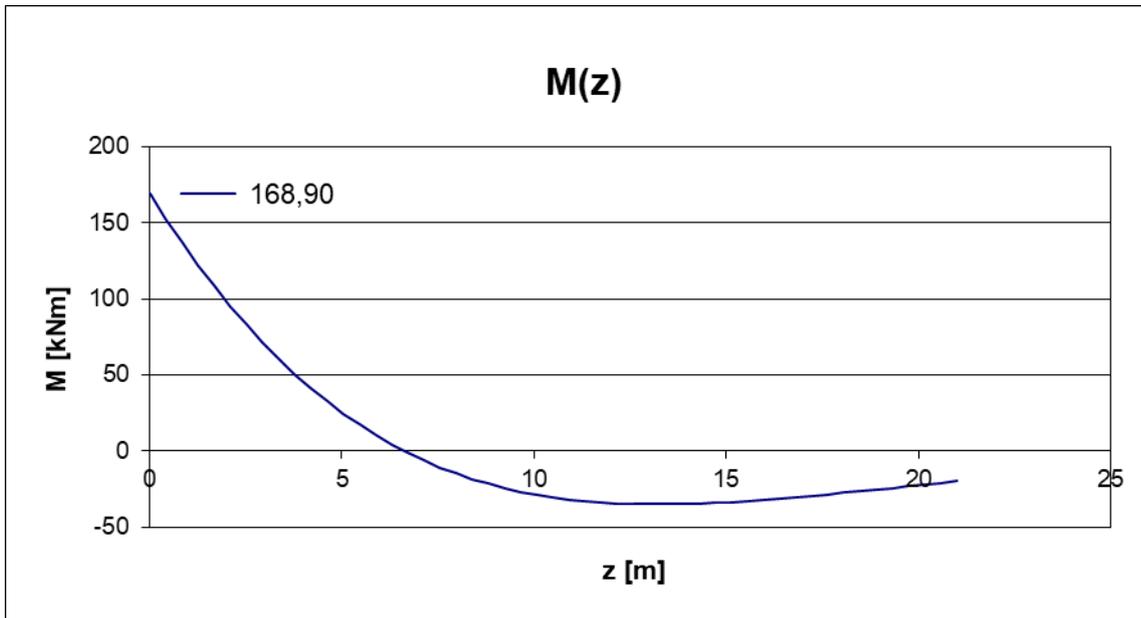
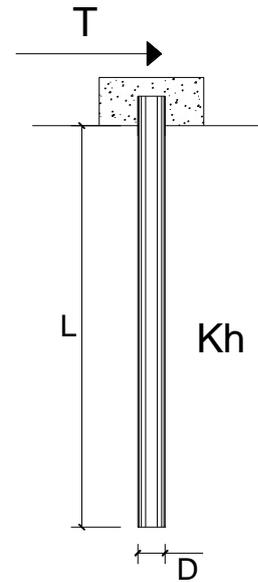
8.2.4 COMBINAZIONE SLE – RARA

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1,2	(m)
Lunghezza del palo (L)	21	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	1,96	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	40,01	(kN)
fck del calcestruzzo:	24,9	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	32,9	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31447	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4/64$):	10178760	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ/k_h \cdot D)^{1/4}$):	858,96	(cm)



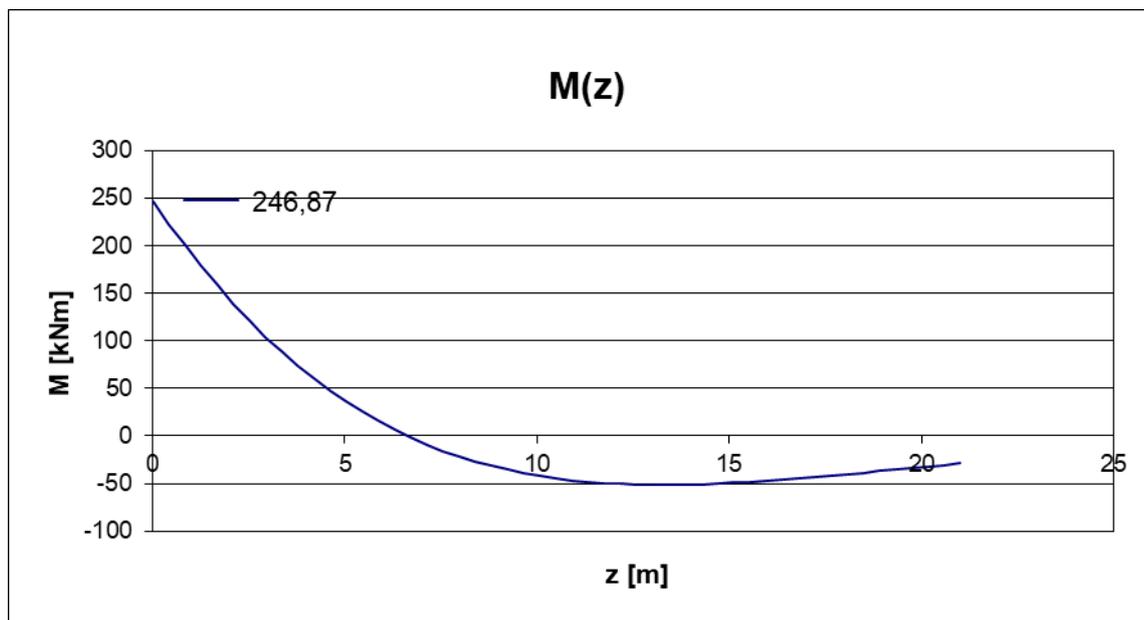
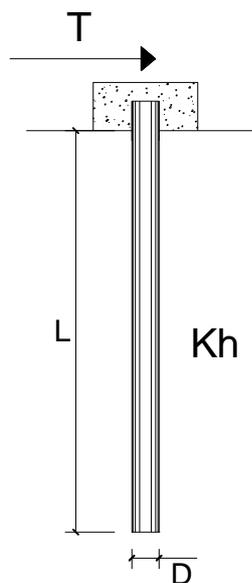
8.2.5 COMBINAZIONE SLU – STR

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1,2	(m)
Lunghezza del palo (L)	21	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	1,96	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	58,48	(kN)
fck del calcestruzzo:	24,9	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	32,9	(MPa)
Ecls ($E = 22000(f_{cm}/10)^{0.3}$):	31447	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4/64$):	10178760	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ/k_h \cdot D)^{1/4}$):	858,96	(cm)



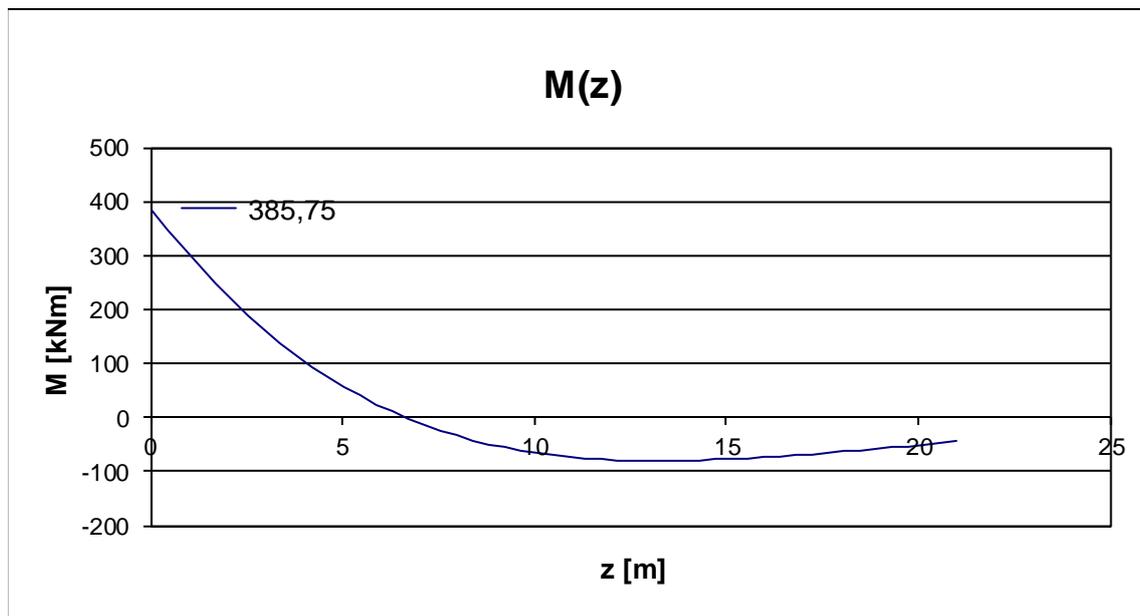
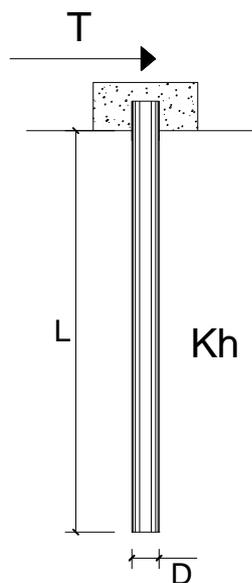
8.2.6 COMBINAZIONE SLV

PALI IMPEDITI DI RUOTARE IN TESTA SOGGETTI A FORZE ORIZZONTALI

OPERA:

DATI DI INPUT:

Diametro del palo (D):	1,2	(m)
Lunghezza del palo (L)	21	(m)
Coefficiente di reazione laterale (k_h):	1,96	(N/cm ³)
Forza orizzontale agente (T):	91,38	(kN)
fck del calcestruzzo:	24,9	(MPa)
fcm del calcestruzzo:	32,9	(MPa)
Ecls ($E = 22000(fcm/10)^{0.3}$):	31447	(MPa)
J ($J = \pi \cdot D^4 / 64$):	10178760	(cm ⁴)
λ (lunghezza elastica $\lambda = (4 \cdot EJ / k_h \cdot D)^{1/4}$):	858,96	(cm)



9 PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE – VERIFICHE STRUTTURALI

9.1 SEZIONE ED ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è circolare con diametro pari a 120 cm.

L'armatura verticale (armatura di forza) è prevista come segue:

- 16Ø24 disposti a raggiera

L'armatura a taglio è costituita da una spirale Ø12/20.

Il copriferro netto minimo è assunto pari a 60 mm.

A favore di sicurezza nelle verifiche non sarà tenuto conto del peso del palo.

9.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

9.2.1 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – AZIONE NORMALE MASSIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 1.638,29$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 36,39$ kNm.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,51 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = - \text{N/mm}^2 \text{ (sezione interamente compressa)}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.2.2 COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE – AZIONE NORMALE MINIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.584,63$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 36,39$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Sezione circolare cava:**
 - Raggio esterno: 60 [cm]
 - Raggio interno: 0 [cm]
 - N° barre uguali: 16
 - Diametro barre: 2,4 [cm]
 - Copriferro (baric.): 8,4 [cm]
- Sollecitazioni:**
 - S.L.U. / Metodo n
 - N_{Ed} : 0
 - M_{xEd} : 0
 - M_{yEd} : 0
 - Applied load: 1584,63 kN
 - Applied moment: 36,39 kNm
- Materiali:**
 - B450C (Steel): $E_{su} = 67,5$ %, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $\sigma_{s,adm} = 255$ N/mm²
 - C25/30 (Concrete): $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$
- Results:**
 - Concrete stress: $\sigma_c = -1,47$ N/mm²
 - Steel stress: $\sigma_s = -0,08393$ ‰
 - Vertical displacement: 52
 - Iterations: 0

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,47 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = - \text{N/mm}^2 \text{ (sezione interamente compressa)}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.2.3 COMBINAZIONE FREQUENTE – AZIONE NORMALE MASSIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 1.980,57$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 52,09$ kNm.

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2,4 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 1980,57 kN
 M_{xEd}: 52,09 kNm
 M_{yEd}: 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 : -1,871 N/mm²
 ϵ_s : -0,1027 ‰

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,87 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = - \text{N/mm}^2 \text{ (sezione interamente compressa)}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.2.4 COMBINAZIONE FREQUENTE – AZIONE NORMALE MINIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.398,11$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 52,09$ kNm.

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2,4 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 1398,11 kN
 M_{xEd}: 0 52,09 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 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

σ_c: -1,4 N/mm²
 ε_s: -0,06737 ‰
 Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 0
 Precompresso

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,40 \text{ N/mm}^2 < 0,45 f_{ck} = 11,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = - \text{N/mm}^2 \text{ (sezione interamente compressa)}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.2.5 COMBINAZIONE CARATTERISTICA – AZIONE NORMALE MASSIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 2.356,69$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 168,90$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno 60 [cm], Raggio interno 0 [cm], N° barre uguali 16, Diametro barre 2,4 [cm], Copriferro (baric.) 8,4 [cm].
- Sollecitazioni:** Metodo n, N_{Ed} 2356,69 kN, M_{xEd} 168,90 kNm, M_{yEd} 0.
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties include ϵ_{su} 67,5 ‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200.000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1,957 ‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm², ϵ_{c2} 2 ‰, ϵ_{cu} 3,5 ‰, f_{cd} 14,17 N/mm², f_{cc}/f_{cd} 0,8, $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm², τ_{co} 0,6, τ_{c1} 1,829.
- Calcolo:** Metodo di calcolo Metodo n, σ_c -2,781 N/mm², ϵ_s -0,08644 ‰.
- Altri parametri:** Vertici: 52, N° iterazioni: 0, Precompresso checkbox.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 2,78 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = - \text{N/mm}^2 \text{ (sezione interamente compressa)}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.2.6 COMBINAZIONE CARATTERISTICA – AZIONE NORMALE MINIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.187,96$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 168,90$ kNm.

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. Key sections include:

- Sezione circolare cava:** Raggio esterno 60 [cm], Raggio interno 0 [cm], N° barre uguali 16, Diametro barre 2,4 [cm], Copriferro (baric.) 8,4 [cm].
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. $N_{Ed} = 1187,96$ kN, $M_{xEd} = 168,90$ kNm, $M_{yEd} = 0$.
- Materiali:** B450C and C25/30. Properties include $\epsilon_{su} = 67,5$ ‰, $f_{yd} = 391,3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $\epsilon_{c2} = 2$ ‰, $\epsilon_{cu} = 3,5$ ‰, $f_{cd} = 14,17$ N/mm², $\sigma_c = -1,836$ N/mm², $\epsilon_s = -0,01557$ ‰, $\sigma_{c,adm} = 9,75$ N/mm², $\tau_{co} = 0,6$, $\tau_{c1} = 1,829$ N/mm².
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + and S.L.U. - are selected, with 'Metodo n' also indicated.
- Verifica:** Vertici: 52, N° iterazioni: 0.

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

$$\sigma_c = 1,83 \text{ N/mm}^2 < 0,60 f_{ck} = 14,94 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = - \text{N/mm}^2 \text{ (sezione interamente compressa)}$$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Poiché le sezioni in esercizio risultano sempre interamente compresse, la verifica allo Stato Limite di Fessurazione risulta implicitamente soddisfatta.

9.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER PRESSOFLESSIONE

9.4.1 CONDIZIONE STATICA – AZIONE NORMALE MASSIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{sd} = 3.253,79$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{sd} = 246,87$ kNm.

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

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008

Titolo: _____

Sezione circolare cava

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 16
- Diametro barre: 2,4 [cm]
- Copriferro (baric.): 8,4 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. | Metodo n

N_{Ed} : 3253,79 kN
 M_{xEd} : 246,87 kNm
 M_{yEd} : 0 kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

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**

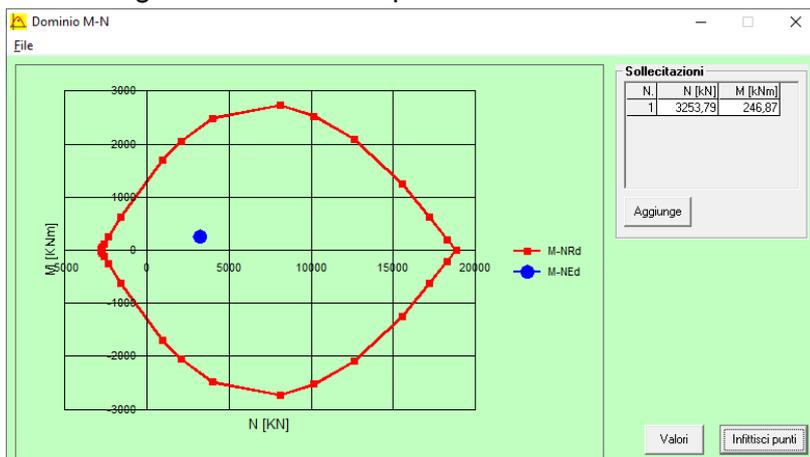
ϵ_{su} : 67,5 ‰ | ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391,3 N/mm² | ϵ_{cu} : 3,5 ‰
 E_s : 200.000 N/mm² | f_{cd} : 14,17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 | f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ | $\sigma_{c,adm}$: 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² | τ_{co} : 0,6 N/mm² | τ_{c1} : 1,829 N/mm²

Calcoli

M_{xRd} : 2.337 kNm
 σ_c : -14,17 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 5,569 ‰
 d : 111,6 cm
 x : 43,07 | x/d : 0,3859
 δ : 0,9224

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Rd} = 2.337,00$ kNm > $M_{sd} = 246,87$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.4.2 CONDIZIONE STATICA – AZIONE NORMALE MINIMA

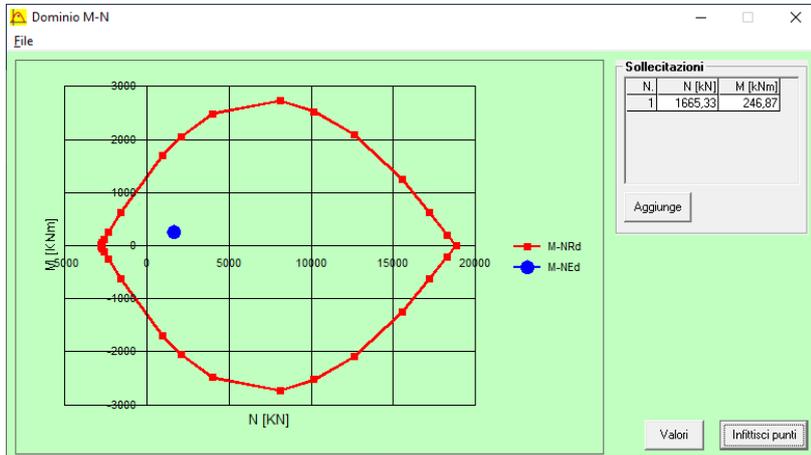
L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.665,33$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 246,87$ kNm.

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Rd} = 1.927,00 \text{ kNm} > M_{Sd} = 246,87 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.4.3 CONDIZIONE SISMICA – AZIONE NORMALE MASSIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.508,13$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 385,75$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2,4 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1508,13 0 kN
 M_{xEd}: 385,75 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

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

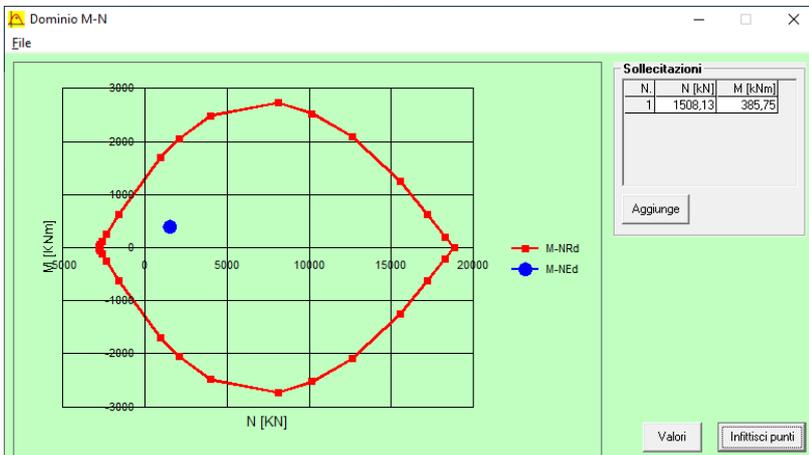
ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

M_{xRd}: 1.879 kN m
 σ_c: -14,17 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 8,685 ‰
 d: 111,6 cm
 x: 32,06 x/d: 0,2872
 δ: 0,7991

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 1.879,00$ kNm > $M_{Sd} = 385,75$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.4.4 CONDIZIONE SISMICA – AZIONE NORMALE MINIMA

L'azione normale di calcolo è assunta pari a $N_{Sd} = 1.029,77$ kN.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 385,75$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 2,4 [cm]
 Copriferro (baric.): 8,4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 1029,77 0 kN
 M_{xEd}: 385,75 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
 L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

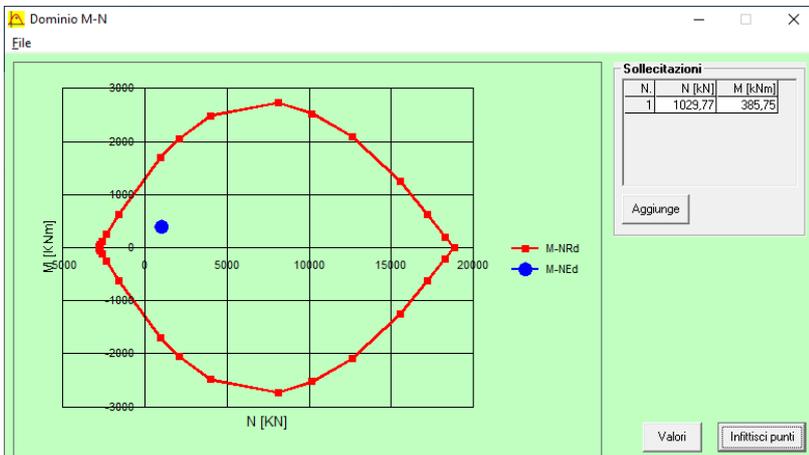
ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{c1}: 1,829

M_{xRd}: 1.726 kN m
 σ_c: -14,17 N/mm²
 ε_c: 3,5 ‰
 ε_s: 9,982 ‰
 d: 111,6 cm
 x: 28,97 x/d: 0,2596
 δ: 0,7645

Il momento resistente risulta pari a:

$M_{Rd} = 1.732,00$ kNm > $M_{Sd} = 385,75$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

9.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 91,38$ kN.

A favore di sicurezza non viene considerato il contributo dell'azione normale.

La verifica viene condotta su una sezione quadrata equivalente di lato pari a **106,35 cm** (equivalenza d'area).

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	106,35	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	106,35	[cm]
Copriferro netto:	c	6,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	100,35	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	91,38	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	20,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	12,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	1,13	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	11,30	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	106,35	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	399,35	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	3388,16	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	399,35	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	4,37	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

10 PALI DI FONDAZIONE DELLE PILE – VERIFICHE GEOTECNICHE

10.1 FORMULAZIONI ADOTTATE PER LA VERIFICA DEL CARICO LIMITE ULTIMO

La stima della capacità portante per carico verticale di un palo isolato Q_{LIM} mediante formule statiche è ottenuta valutando i massimi mobilizzabili, in condizioni di equilibrio limite, della resistenza laterale Q_S e di quella di punta Q_P :

$$Q_{LIM} + W_P = Q_S + Q_P$$

essendo W_P il peso proprio del palo.

Si fanno le seguenti ipotesi:

- il carico limite del sistema palo – terreno è condizionato dalla resistenza del terreno e non da quella del palo;
- il palo è un corpo cilindrico rigido;
- i termini di capacità portante per attrito e/o aderenza laterale Q_S e di capacità portante di punta Q_P non si influenzano reciprocamente e possono essere determinati separatamente.

10.1.1 PALO IN TERRENO COESIVO SATURO

Stima della capacità portante laterale Q_S

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale Q_S per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_S = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Si assume che le tensioni tangenziali limite siano una quota parte della resistenza a taglio non drenata originaria del terreno indisturbato:

$$\tau_s = \alpha \cdot c_u$$

In cui α è un coefficiente empirico di aderenza che dipende dal tipo di terreno, dalla resistenza al taglio non drenata del terreno indisturbato, dal metodo di costruzione del palo, dal tempo, dalla profondità e dal cedimento del palo.

Per la valutazione del coefficiente α per i pali trivellati si assume la seguente formulazione con c_u espresso in [kPa] (Viggiani, 1999):

- $c_u < 25 \rightarrow \alpha = 0,70$
- $25 < c_u < 70 \rightarrow \alpha = 0,70 - 0,08 \cdot (c_u - 25)$
- $70 < c_u \rightarrow \alpha = 0,35$

Stima della capacità portante di punta Q_P

Per la stima della capacità portante di punta Q_P si esegue un'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali. L'equazione di riferimento è formalmente identica a quella della capacità portante di fondazioni superficiali su terreno coesivo in condizioni non drenate:

$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot (c_u \cdot N_c + \sigma_{v0,P})$$

in cui:

- A_P è l'area di base del palo;
- q_P è la capacità portante unitaria;
- c_u è la resistenza al taglio in condizioni non drenate del terreno alla profondità della base del palo;
- $\sigma_{v0,P}$ è la tensione verticale totale alla punta;
- N_c è il fattore di capacità portante, il cui valore è assunto pari a **9,00**.

10.1.2 PALO IN TERRENO INCOERENTE

Nel caso di pali in terreni incoerenti, e quindi a elevata permeabilità, l'analisi è svolta sempre con riferimento alle condizioni drenate e quindi in termini di tensioni efficaci.

Stima della capacità portante laterale Q_s

La capacità portante per aderenza e/o per attrito laterale per un palo di diametro D e lunghezza L è per definizione:

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Si assume che le sovrappressioni interstiziali che si generano durante la messa in opera del palo si siano dissipate al momento di applicazione del carico e che pertanto la tensione tangenziale limite possa essere valutata, con riferimento alle tensioni efficaci, nel modo seguente:

$$\tau_s = \sigma'_h \cdot \tan \delta = K \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \delta$$

in cui:

- σ'_h è la tensione efficace orizzontale nel terreno a contatto con il palo;
- σ'_{v0} è la tensione efficace verticale iniziale prima della messa in opera del palo;
- K è un coefficiente di spinta, rapporto fra σ'_h e $\sigma'_{v0} \rightarrow K = 1 - \text{sen}(\varphi')$
- $\tan \delta$ è il coefficiente di attrito palo – terreno $\rightarrow \mu = \tan \delta = \tan(\varphi')$

Stima della capacità portante di punta Q_P

Per la stima della capacità portante di punta Q_P dei pali in terreni incoerenti è stimata con l'equazione:

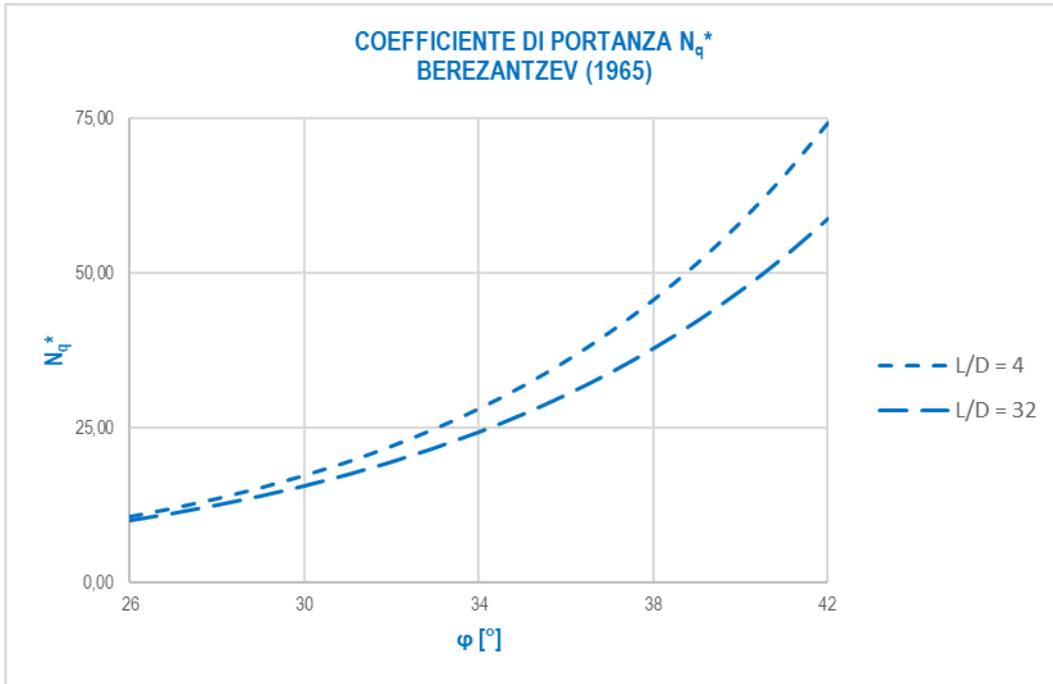
$$Q_P = A_P \cdot q_P = A_P \cdot \sigma'_{v0,P} \cdot N_q$$

in cui:

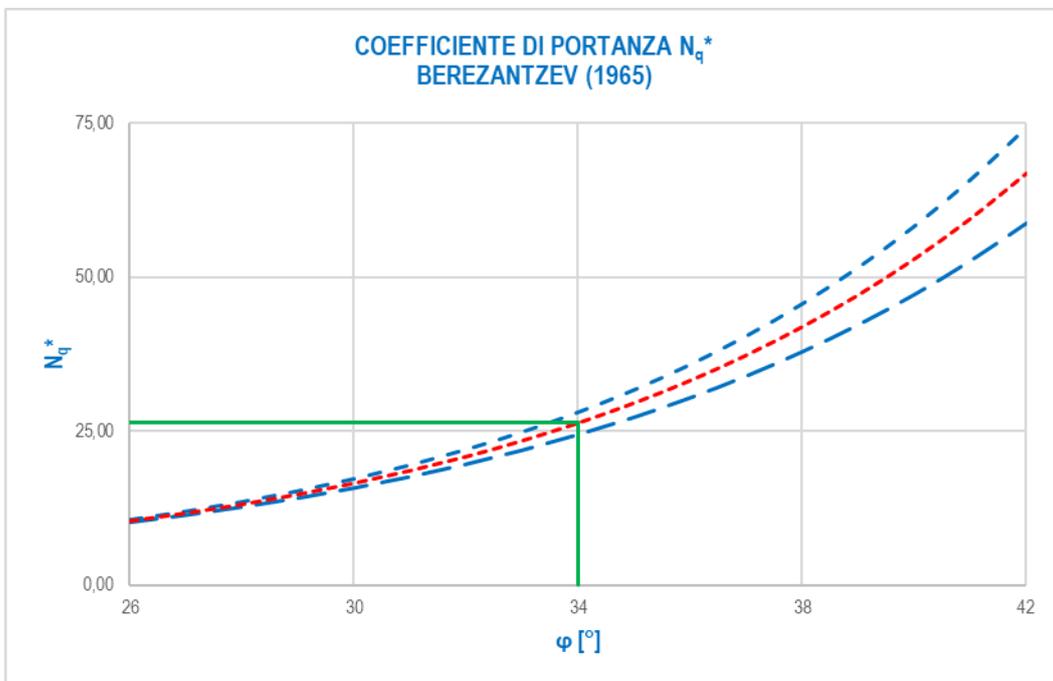
- A_P è l'area di base del palo;
- q_P è la capacità portante unitaria;
- $\sigma'_{v0,P}$ è la tensione verticale efficace alla punta;
- N_q è il fattore di capacità portante.

10.2 VALUTAZIONE DEL COEFFICIENTE DI CAPACITÀ PORTANTE ALLA PUNTA N_q

Il fattore di capacità portante N_q è definito mediante il metodo di Berezantzev “ridotto” (1965), in funzione al valore dell’angolo di attrito del terreno in corrispondenza della base del palo e del rapporto tra lunghezza del palo L e diametro del palo D . Il valore di N_q^* è estrapolabile dal seguente abaco (per valori intermedi si procede mediante interpolazione lineare):



Considerato un terreno alla base con angolo di attrito pari a $34,0^\circ$ e un rapporto $L/D = 21,00/1,20 = 17,50$, è stato determinato un valore del coefficiente di portanza alla punta pari a $N_q^* = 25,80$.



Considerato l’utilizzo del metodo di Berezantzev “ridotto” per i pali di grande diametro (cautelativo), non è stata presa in considerazione la correlazione di Kishida per i pali trivellati.

10.3 VERIFICHE DI PORTANZA VERTICALE (CARICO LIMITE ULTIMO) E LATERALE DEL PALO

Le verifiche geotecniche di carico limite ultimo e portanza laterale sono state condotte mediante il software CARL 12.0 (Aztec Informatica).

Considerato il piano di posa della zattera di fondazione posto a quota **-1,50 m** dal piano di campagna (pari allo spessore della zattera), si considera una pressione iniziale in corrispondenza di tale piano (testa palo) pari al peso del terreno originario rimosso:

$$p = 18,50 \times 1,50 = 27,75 \text{ kN/m}^2 = 0,2775 \text{ kg/cm}^2$$

Le verifiche sono state condotte per le combinazioni allo Stato Limite Ultimo statiche e sismiche maggiormente gravose, considerando i seguenti carichi:

COMBINAZIONE	N_{sd} [kN]	V_{sd} [kN]
SLU - STR	3.253,79	58,48
SLV	1.508,13	91,38

Il peso proprio del palo è tenuto in conto in maniera automatica dal software di calcolo.

Richiami teorici

Determinazione della capacità portante

Il carico verticale che grava sul palo va confrontato con il valore di calcolo della resistenza verticale del palo stesso. Il problema che si pone, quindi, è quello di determinare la capacità portante del palo. Determinata la capacità portante, la resistenza di calcolo verticale del palo si ottiene applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza.

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

$$Q_T = Q_P + Q_L - W_P$$

dove:

- Q_T Portanza totale del palo;
- Q_P Portanza di base del palo;
- Q_L Portanza per attrito laterale del palo;
- W_P Peso proprio del palo.

Le due componenti Q_P e Q_L sono calcolate in modo indipendente fra loro. Risulta molto difficoltoso, tranne che in poche situazioni, stabilire quanta parte del carico viene assorbita per attrito laterale e quanta per resistenza alla base.

Nel caso di pali soggetti a trazione la resistenza allo sfilamento vale:

$$Q_T = Q_L + W_P$$

Dalla capacità portante del palo si ricava il carico ammissibile del palo Q_A applicando degli opportuni coefficienti di sicurezza rispettivamente γ_b e γ_s .

I coefficienti γ_b e γ_s rappresentano rispettivamente i valori del coefficiente di sicurezza per la portanza di punta e quello per la portanza laterale.

Quindi nel caso di pali compressi abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_P/\gamma_b + Q_L/\gamma_s - W_P$$

Nel caso invece di pali soggetti a sforzi di trazione abbiamo la seguente relazione:

$$Q_A = Q_L/\gamma_s + W_P$$

Capacità portante di punta

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

$$Q_P = A_P (c N_c + q_b N_q)$$

dove A_P è l'area portante efficace della punta del palo, c è la coesione, q_b è la pressione del terreno alla quota della punta del palo ed i coefficienti N_c e N_q sono i coefficienti delle formule della capacità portante corretti per tener conto degli effetti di profondità. N_c ed N_q dipendono sia dalla geometria del palo che dalle caratteristiche del terreno angolo di attrito e coesione (ϕ e c).

Capacità portante per attrito laterale

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

$$Q_L = \text{Int}(\tau_a) dS$$

dove τ_a è dato dalla nota relazione di Coulomb:

$$\tau_a = c_a + \sigma_h \text{tg } \delta$$

dove c_a è l'adesione palo-terreno, δ è l'angolo di attrito palo-terreno, e σ_h è la tensione orizzontale alla generica profondità z . La tensione orizzontale σ_h è legata alla pressione verticale σ_v tramite il coefficiente di spinta K_s

$$\sigma_h = K_s \sigma_v$$

Indicando con C il perimetro e con L la lunghezza del palo abbiamo:

$$\text{Int}^L(C(c_a + K_s \sigma_v \text{tg } \delta) dz)$$

Analisi del palo soggetto a forze orizzontali (Portanza trasversale)

La resistenza limite laterale di un palo è determinata dal minimo valore fra il carico orizzontale necessario per produrre il collasso del terreno lungo il fusto del palo ed il carico orizzontale necessario per produrre la plasticizzazione del palo. Il primo meccanismo (plasticizzazione del terreno) si verifica nel caso di pali molto rigidi in terreni poco resistenti (meccanismo di palo corto) mentre il secondo meccanismo si verifica nel caso di pali aventi rigidezze non eccessive rispetto al terreno di infissione (meccanismo di palo lungo o intermedio). Nel modello di terreno alla Winkler il terreno viene schematizzato come una serie di molle elastiche indipendenti fra di loro. Le molle che schematizzano il terreno vengono caratterizzate tramite una costante di rigidezza elastica, K_h , espressa in Kg/cm²/cm che rappresenta la pressione (in Kg/cm²) che bisogna applicare per ottenere lo spostamento di 1 cm. La determinazione di questa costante può essere fatta o tramite prove di carico su piastra o mediante metodi analitici (convenzionali). La variazione della costante di Winkler con la profondità dipende dal tipo di terreno in cui il palo è immerso. Ad esempio nel caso di terreni coesivi in condizioni non drenate K_h assume un valore costante con la profondità mentre nel caso di terreni incoerenti la variazione di K_h è di tipo lineare (crescente con la profondità). In generale l'espressione di K_h assume una forma binomia del tipo:

$$K_h(z) = A + B z^n$$

Per l'analisi di pali caricati trasversalmente si utilizza il modello di Winkler. Il palo viene suddiviso in un determinato numero (100) di elementi tipo trave aventi area ed inerzia pari a quella della sezione trasversale del palo. In corrispondenza di ogni nodo di separazione fra i vari elementi viene inserita una molla orizzontale di opportuna rigidezza che schematizza il terreno. Il comportamento delle molle che schematizzano il terreno non è infinitamente elastico ma è di tipo elastoplastico. La singola molla reagisce fino ad un valore limite di spostamento o di reazione; una volta che è stato superato tale limite la molle non offre ulteriori incrementi di resistenza (diagramma tipo elastoplastico perfetto). Indicando con d_{ye} la lunghezza del tratto di influenza della molla, con D il diametro del palo la molla avrà una rigidezza pari a:

$$K_m = d_{ye} D K_k$$

La resistenza limite del terreno rappresenta il valore limite di resistenza che il terreno può esplicitare quando il palo è soggetto ad un carico orizzontale. La resistenza limite $p_u = p_u(z)$ dipende dalle caratteristiche del terreno e dalla geometria del palo. In terreni puramente coesivi ($c=c_u$, $\phi=0$) la resistenza cresce dal valore 0 in sommità fino ad un valore limite in corrispondenza di una profondità pari a circa 3 diametri. Il valore limite in tal caso è variabile fra 8 e 12 c_u . Nel caso di terreni dotati di attrito e coesione la resistenza limite ad una generica profondità z è rappresentata dalla relazione (Brinch Hansen):

$$P_u = q K_{pq} + c K_{pc}$$

dove:

D diametro del palo

q pressione geostatica alla profondità z

c coesione alla profondità z

K_{pq} , K_{pc} coefficienti funzione dell'angolo di attrito del terreno ϕ e del rapporto z/D .

Broms ha eseguito l'analisi considerando il caso sia di palo vincolato in testa che di palo libero immerso in un mezzo omogeneo. Nel caso di terreni coesivi Broms assume in questo caso un diagramma di resistenza nullo fino ad una profondità pari a $1,5D$ e poi valore costante pari a $9c_u D$.

Nel caso di terreni incoerenti Broms assume che la resistenza laterale sia variabile con la profondità dal valore 0 (in testa) fino al valore $3\sigma_v K_p D$ (alla base) essendo K_p il coefficiente di resistenza passiva espresso da $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$.

Dati

Geometria della fondazione

Simbologia adottata

Descr	Descrizione del palo
Frm	Forma del palo ((C)=Costante, (R)=Rastremato)
X	Ascissa del baricentro del palo espressa in [m]
Y	Ordinata del baricentro del palo espressa in [m]
D	Diametro del palo espresso in [cm]
L	Lunghezza del palo espressa in [m]

Descr	Frm	X	Y	D	L
		[m]	[m]	[m]	[m]
Palo 120	(C)	0,00	0,00	120,00	21,00

Materiali palo

Calcestruzzo

Tipo	Rck 250	
Resistenza caratteristica a compressione R_{ck}	250,00	[kg/cm ²]
Peso specifico	2500,00	[kg/mc]
Modulo elastico	306658,85	[kg/cm ²]
Coeff. di omogeneizzazione	15,00	

Acciaio

Tipo	B450C	
Tensione caratteristica di snervamento	4588,65	[kg/cm ²]

Coefficienti di sicurezza sui materiali

Coefficiente di sicurezza calcestruzzo	1.50
Fattore riduzione da resistenza cubica a cilindrica	0.83
Fattore di riduzione per carichi di lungo periodo	0.85
Coefficiente di sicurezza acciaio	1.15
Coefficiente di sicurezza sezione	1.00

Caratteristiche pali

Pali in c.a.
Armatatura con ferri longitudinali e staffe
Vincolo in testa di tipo CERNIERA
Tipo di palo TRIVELLATO
Contributo sia della portanza laterale sia della portanza di punta

Descrizione terreni e falda

Simbologia adottata

Descrizione	Descrizione terreno
γ	Peso di volume del terreno espresso in [kg/mc]
γ_{sat}	Peso di volume saturo del terreno espresso in [kg/mc]
ϕ	Angolo di attrito interno del terreno espresso in gradi
δ	Angolo di attrito palo-terreno espresso in gradi
c	Coesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ca	Adesione del terreno espressa in [kg/cm ²]
ϕ_{min}, ϕ_{med}	Angolo di attrito interno del terreno minimo e medio espresso in gradi
$\delta_{min}, \delta_{med}$	Angolo di attrito palo-terreno minimo e medio espresso in gradi
c_{min}, c_{med}	Coesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]
ca_{min}, ca_{med}	Adesione del terreno minima e media espressa in [kg/cm ²]

Parametri caratteristici

Descrizione	γ	γ_{sat}	ϕ	δ	c	ca
	[kg/mc]	[kg/mc]	[°]	[°]	[kg/cm ²]	[kg/cm ²]
L5	1850,0	1850,0	22,00	22,00	0,000	0,000

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

Descrizione	γ [kg/mc]	γ_{sat} [kg/mc]	ϕ [°]	δ [°]	c [kg/cm ²]	ca [kg/cm ²]
S1/S2	1900,0	1900,0	34,00	34,00	0,000	0,000

Parametri minimi

Descrizione	ϕ_{min} [°]	δ_{min} [°]	C _{min} [kg/cm ²]	ca _{min} [kg/cm ²]
L5	21,99	21,99	0,000	0,000
S1/S2	33,99	33,99	0,000	0,000

Parametri medi

Descrizione	ϕ_{med} [°]	δ_{med} [°]	C _{med} [kg/cm ²]	ca _{med} [kg/cm ²]
L5	22,00	22,00	0,000	0,000
S1/S2	34,00	34,00	0,000	0,000

Falda

Profondità dal piano di posa 0,00 [m]

Descrizione stratigrafia

Simbologia adottata

- N Identificativo strato
- Z1 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°1 espressa in [m]
- Z2 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°2 espressa in [m]
- Z3 Quota dello strato in corrispondenza del punto di sondaggio n°3 espressa in [m]
- Terreno Terreno dello strato
- Kw Costante di Winkler espressa in Kg/cm²/cm
- Ks Coefficiente di spinta
- α Coefficiente di espansione laterale

n°	Z1 [m]	Z2 [m]	Z3 [m]	Terreno	Kw [kg/cm ² /cm]	Ks	α
1	-2,0	-2,0	-2,0	L5	0.29	0.63	1.00
2	-30,0	-30,0	-30,0	S1/S2	3.83	0.44	1.00

Normativa

N.T.C. 2008 - Approccio 2

Simbologia adottata

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

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

Carichi	Effetto		Statici		Sismici	
			A1	A2	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.30	1.00	1.00

Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno:

Parametri		Statici		Sismici	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma'_{tan\phi}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	γ'_c	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ'_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ'_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ'_r	1.00	1.00	1.00	1.00

PALI DI FONDAZIONE

CARICHI VERTICALI. Coefficienti parziali γ_R per le verifiche dei pali

Pali trivellati

		R3
Punta	γ_b	1.35
Laterale compressione	γ_s	1.15
Totale compressione	γ_t	1.30
Laterale trazione	γ_{st}	1.25

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

		R3
	γ_T	1.30

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

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

Condizioni di carico

Simbologia e convenzioni di segno adottate

Carichi verticali positivi verso il basso.

Carichi orizzontali positivi verso sinistra.

Momento positivo senso antiorario.

f_{nd} Indice della fondazione

N_{TOT} Sforzo normale totale espressa in [kg]

M_{YTOT} Momento in direzione Y espresso in [kgm]

T_{TOT} Forza di taglio espressa in [kg]

Condizione n° 1 - Condizione n° 1 - VARIABLE

Fondazione	N_{TOT} [kg]	M_{YTOT} [kgm]	T_{TOT} [kg]
Palo 120	325379,0	0,0	5848,0

Condizione n° 2 - Condizione n° 2 - PERMANENTE

Fondazione	N_{TOT} [kg]	M_{YTOT} [kgm]	T_{TOT} [kg]
Palo 120	150813,0	0,0	9138,0

Descrizione combinazioni di carico

Simbologia adottata

γ Coefficiente di partecipazione della condizione

Ψ Coefficiente di combinazione della condizione

Combinazione n° 1 - STR - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Condizione n° 1	1.00	1.00

Combinazione n° 2 - STR - A1-M1-R3

Cond	γ	Ψ
Condizione n° 2	1.00	1.00

Opzioni di calcolo

Analisi in condizioni drenate

Verifica della portanza assiale

Il metodo utilizzato per il calcolo della portanza verticale è: Berezantzev ridotto.

E' stata impostata una pressione a piano campagna pari a 0,28 [kg/cmq]

L'andamento della pressione verticale σ_v con la profondità, per il calcolo della portanza di punta, è stata definita come: Pressione geostatica.

Verifica della portanza trasversale

Costante di Winkler orizzontale definita da STRATO

Criterio di rottura palo-terreno: Pressione limite (Pressione passiva con moltiplicatore = 3.00)

Risultati

Verifica della portanza assiale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
 Nc, Nq Fattori di capacità portante
 Pl_{min}, Pl_{med} Portanza laterale minima e media espressa in [kg]
 Pp_{min}, Pp_{med} Portanza di punta minima e media espressa in [kg]
 Pd Portanza di progetto espressa in [kg]
 N Scarico verticale in testa al palo espresso in [kg]
 η Coeff. di sicurezza per carichi verticali

cmb	Nc	Nq
1	36.77	25.80
2	36.77	25.80

cmb	Pl _{med} [kg]	Pp _{med} [kg]	Pl _{min} [kg]	Pp _{min} [kg]	Wp [kg]	Pd [kg]	N [kg]	η
1	284418	629611	284310	628890	59376	360077	325379	1.107
2	284418	629611	284310	628890	59376	360077	150813	2.388

Verifica della portanza trasversale

Simbologia adottata

cmb Identificativo della combinazione
 Tu Taglio resistente ultimo in testa al palo, espresso in [kg]
 Tx Taglio agente in testa al palo, espresso in [kg]
 η=Tu/Tx Coeff. di sicurezza per carichi orizzontali

cmb	Tu [kg]	T [kg]	η
1	53658	5848	9,175
2	53659	9138	5,872

Spostamenti e pressioni

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
 Y ordinata palo espressa in [cm]
 Ue spostamento espresso in [cm]
 Pe pressione espressa in [kg/cm²]

Combinazione n° 1

n°	Y [m]	Ue [cm]	Pe [kg/cm ²]	n°	Y [m]	Ue [cm]	Pe [kg/cm ²]	n°	Y [m]	Ue [cm]	Pe [kg/cm ²]
1	0,00	0,1423	0,042	2	0,21	0,1358	0,040	3	0,42	0,1293	0,038
4	0,63	0,1228	0,036	5	0,84	0,1164	0,034	6	1,05	0,1101	0,032
7	1,26	0,1038	0,030	8	1,47	0,0977	0,029	9	1,68	0,0917	0,027
10	1,89	0,0857	0,025	11	2,10	0,0800	0,307	12	2,31	0,0744	0,285
13	2,52	0,0689	0,264	14	2,73	0,0637	0,244	15	2,94	0,0586	0,225
16	3,15	0,0538	0,206	17	3,36	0,0491	0,188	18	3,57	0,0447	0,171
19	3,78	0,0405	0,155	20	3,99	0,0364	0,140	21	4,20	0,0326	0,125
22	4,41	0,0290	0,111	23	4,62	0,0256	0,098	24	4,83	0,0224	0,086
25	5,04	0,0194	0,074	26	5,25	0,0166	0,064	27	5,46	0,0140	0,054
28	5,67	0,0116	0,044	29	5,88	0,0093	0,036	30	6,09	0,0073	0,028
31	6,30	0,0053	0,020	32	6,51	0,0036	0,014	33	6,72	0,0020	0,008
34	6,93	0,0006	0,002	35	7,14	-0,0008	-0,003	36	7,35	-0,0019	-0,007
37	7,56	-0,0030	-0,011	38	7,77	-0,0039	-0,015	39	7,98	-0,0048	-0,018

RELAZIONE GEOTECNICA E DI CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe
	[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]
40	8,19	-0,0055	-0,021	41	8,40	-0,0061	-0,023	42	8,61	-0,0066	-0,025
43	8,82	-0,0071	-0,027	44	9,03	-0,0074	-0,029	45	9,24	-0,0077	-0,030
46	9,45	-0,0080	-0,031	47	9,66	-0,0081	-0,031	48	9,87	-0,0083	-0,032
49	10,08	-0,0083	-0,032	50	10,29	-0,0083	-0,032	51	10,50	-0,0083	-0,032
52	10,71	-0,0082	-0,032	53	10,92	-0,0081	-0,031	54	11,13	-0,0080	-0,031
55	11,34	-0,0078	-0,030	56	11,55	-0,0076	-0,029	57	11,76	-0,0074	-0,029
58	11,97	-0,0072	-0,028	59	12,18	-0,0070	-0,027	60	12,39	-0,0068	-0,026
61	12,60	-0,0065	-0,025	62	12,81	-0,0062	-0,024	63	13,02	-0,0060	-0,023
64	13,23	-0,0057	-0,022	65	13,44	-0,0054	-0,021	66	13,65	-0,0051	-0,020
67	13,86	-0,0049	-0,019	68	14,07	-0,0046	-0,018	69	14,28	-0,0043	-0,017
70	14,49	-0,0041	-0,016	71	14,70	-0,0038	-0,015	72	14,91	-0,0035	-0,014
73	15,12	-0,0033	-0,013	74	15,33	-0,0030	-0,012	75	15,54	-0,0028	-0,011
76	15,75	-0,0025	-0,010	77	15,96	-0,0023	-0,009	78	16,17	-0,0021	-0,008
79	16,38	-0,0019	-0,007	80	16,59	-0,0016	-0,006	81	16,80	-0,0014	-0,006
82	17,01	-0,0012	-0,005	83	17,22	-0,0010	-0,004	84	17,43	-0,0008	-0,003
85	17,64	-0,0007	-0,003	86	17,85	-0,0005	-0,002	87	18,06	-0,0003	-0,001
88	18,27	-0,0001	0,000	89	18,48	0,0001	0,000	90	18,69	0,0002	0,001
91	18,90	0,0004	0,002	92	19,11	0,0006	0,002	93	19,32	0,0007	0,003
94	19,53	0,0009	0,003	95	19,74	0,0011	0,004	96	19,95	0,0012	0,005
97	20,16	0,0014	0,005	98	20,37	0,0015	0,006	99	20,58	0,0017	0,007
100	20,79	0,0019	0,007	101	21,00	0,0020	0,008	102			

Combinazione n° 2

n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe	n°	Y	Ue	Pe
	[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]
1	0,00	0,2223	0,065	2	0,21	0,2122	0,062	3	0,42	0,2020	0,059
4	0,63	0,1919	0,056	5	0,84	0,1819	0,053	6	1,05	0,1720	0,050
7	1,26	0,1623	0,048	8	1,47	0,1527	0,045	9	1,68	0,1432	0,042
10	1,89	0,1340	0,039	11	2,10	0,1250	0,037	12	2,31	0,1162	0,045
13	2,52	0,1077	0,031	14	2,73	0,0995	0,032	15	2,94	0,0916	0,035
16	3,15	0,0840	0,022	17	3,36	0,0768	0,024	18	3,57	0,0698	0,026
19	3,78	0,0632	0,014	20	3,99	0,0569	0,018	21	4,20	0,0510	0,019
22	4,41	0,0453	0,009	23	4,62	0,0400	0,013	24	4,83	0,0350	0,014
25	5,04	0,0303	0,006	26	5,25	0,0260	0,009	27	5,46	0,0219	0,008
28	5,67	0,0181	0,004	29	5,88	0,0146	0,006	30	6,09	0,0113	0,004
31	6,30	0,0083	0,002	32	6,51	0,0056	0,002	33	6,72	0,0031	0,001
34	6,93	0,0009	0,000	35	7,14	-0,0012	-0,003	36	7,35	-0,0030	-0,009
37	7,56	-0,0047	-0,014	38	7,77	-0,0061	-0,018	39	7,98	-0,0074	-0,024
40	8,19	-0,0086	-0,027	41	8,40	-0,0095	-0,031	42	8,61	-0,0104	-0,034
43	8,82	-0,0111	-0,036	44	9,03	-0,0116	-0,041	45	9,24	-0,0121	-0,044
46	9,45	-0,0125	-0,042	47	9,66	-0,0127	-0,044	48	9,87	-0,0129	-0,046
49	10,08	-0,0130	-0,044	50	10,29	-0,0130	-0,045	51	10,50	-0,0130	-0,045
52	10,71	-0,0128	-0,044	53	10,92	-0,0127	-0,044	54	11,13	-0,0125	-0,044
55	11,34	-0,0122	-0,042	56	11,55	-0,0120	-0,042	57	11,76	-0,0116	-0,042
58	11,97	-0,0113	-0,039	59	12,18	-0,0109	-0,038	60	12,39	-0,0105	-0,040
61	12,60	-0,0102	-0,036	62	12,81	-0,0097	-0,034	63	13,02	-0,0093	-0,036
64	13,23	-0,0089	-0,031	65	13,44	-0,0085	-0,031	66	13,65	-0,0080	-0,031
67	13,86	-0,0076	-0,027	68	14,07	-0,0072	-0,028	69	14,28	-0,0068	-0,026
70	14,49	-0,0063	-0,022	71	14,70	-0,0059	-0,023	72	14,91	-0,0055	-0,021
73	15,12	-0,0051	-0,019	74	15,33	-0,0047	-0,018	75	15,54	-0,0043	-0,017
76	15,75	-0,0040	-0,015	77	15,96	-0,0036	-0,014	78	16,17	-0,0033	-0,012
79	16,38	-0,0029	-0,011	80	16,59	-0,0026	-0,010	81	16,80	-0,0022	-0,009
82	17,01	-0,0019	-0,007	83	17,22	-0,0016	-0,006	84	17,43	-0,0013	-0,005
85	17,64	-0,0010	-0,004	86	17,85	-0,0007	-0,003	87	18,06	-0,0004	-0,002
88	18,27	-0,0002	-0,001	89	18,48	0,0001	0,000	90	18,69	0,0004	0,001
91	18,90	0,0006	0,002	92	19,11	0,0009	0,003	93	19,32	0,0012	0,004
94	19,53	0,0014	0,005	95	19,74	0,0017	0,006	96	19,95	0,0019	0,007
97	20,16	0,0022	0,008	98	20,37	0,0024	0,009	99	20,58	0,0027	0,010
100	20,79	0,0029	0,011	101	21,00	0,0032	0,012	102			

Spostamenti e pressioni limiti

Simbologia adottata

Nr. Identificativo sezione palo
Y ordinata palo espressa in [cm]
Ur spostamento limite espressa in [cm]
Pr pressione limite espressa in [kg/cmq]

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]
1	0,00	2,0344	0,596	2	0,21	1,9414	0,569	3	0,42	1,8486	0,542
4	0,63	1,7564	0,515	5	0,84	1,6648	0,488	6	1,05	1,5743	0,461
7	1,26	1,4849	0,435	8	1,47	1,3969	0,409	9	1,68	1,3105	0,384

n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr	n°	Y	Ur	Pr
	[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]		[m]	[cm]	[kg/cmq]
10	1,89	1,2260	0,359	11	2,10	1,1436	4,384	12	2,31	1,0635	4,076
13	2,52	0,9858	3,779	14	2,73	0,9108	3,491	15	2,94	0,8385	3,214
16	3,15	0,7691	2,948	17	3,36	0,7025	2,693	18	3,57	0,6390	2,449
19	3,78	0,5784	2,217	20	3,99	0,5208	1,996	21	4,20	0,4663	1,787
22	4,41	0,4147	1,590	23	4,62	0,3661	1,403	24	4,83	0,3204	1,228
25	5,04	0,2775	1,064	26	5,25	0,2375	0,910	27	5,46	0,2001	0,767
28	5,67	0,1655	0,634	29	5,88	0,1333	0,511	30	6,09	0,1037	0,397
31	6,30	0,0764	0,293	32	6,51	0,0514	0,197	33	6,72	0,0286	0,110
34	6,93	0,0079	0,030	35	7,14	-0,0109	-0,042	36	7,35	-0,0277	-0,106
37	7,56	-0,0428	-0,164	38	7,77	-0,0562	-0,215	39	7,98	-0,0680	-0,261
40	8,19	-0,0783	-0,300	41	8,40	-0,0872	-0,334	42	8,61	-0,0948	-0,363
43	8,82	-0,1012	-0,388	44	9,03	-0,1065	-0,408	45	9,24	-0,1107	-0,424
46	9,45	-0,1140	-0,437	47	9,66	-0,1164	-0,446	48	9,87	-0,1180	-0,452
49	10,08	-0,1188	-0,455	50	10,29	-0,1190	-0,456	51	10,50	-0,1185	-0,454
52	10,71	-0,1176	-0,451	53	10,92	-0,1161	-0,445	54	11,13	-0,1142	-0,438
55	11,34	-0,1120	-0,429	56	11,55	-0,1094	-0,419	57	11,76	-0,1065	-0,408
58	11,97	-0,1034	-0,396	59	12,18	-0,1000	-0,383	60	12,39	-0,0965	-0,370
61	12,60	-0,0929	-0,356	62	12,81	-0,0891	-0,342	63	13,02	-0,0853	-0,327
64	13,23	-0,0814	-0,312	65	13,44	-0,0775	-0,297	66	13,65	-0,0736	-0,282
67	13,86	-0,0696	-0,267	68	14,07	-0,0657	-0,252	69	14,28	-0,0618	-0,237
70	14,49	-0,0580	-0,222	71	14,70	-0,0542	-0,208	72	14,91	-0,0505	-0,194
73	15,12	-0,0469	-0,180	74	15,33	-0,0433	-0,166	75	15,54	-0,0398	-0,153
76	15,75	-0,0364	-0,139	77	15,96	-0,0331	-0,127	78	16,17	-0,0298	-0,114
79	16,38	-0,0267	-0,102	80	16,59	-0,0236	-0,090	81	16,80	-0,0206	-0,079
82	17,01	-0,0177	-0,068	83	17,22	-0,0148	-0,057	84	17,43	-0,0120	-0,046
85	17,64	-0,0093	-0,036	86	17,85	-0,0067	-0,026	87	18,06	-0,0041	-0,016
88	18,27	-0,0015	-0,006	89	18,48	0,0010	0,004	90	18,69	0,0034	0,013
91	18,90	0,0058	0,022	92	19,11	0,0082	0,031	93	19,32	0,0106	0,041
94	19,53	0,0129	0,049	95	19,74	0,0152	0,058	96	19,95	0,0175	0,067
97	20,16	0,0198	0,076	98	20,37	0,0221	0,085	99	20,58	0,0244	0,094
100	20,79	0,0267	0,102	101	21,00	0,0290	0,111	102			

Di seguito sono riepilogati i coefficienti di sicurezza delle verifiche geotecniche desunti dal software di calcolo relativamente alle diverse combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	CARICO LIMITE	PORTANZA LATERALE
SLU - STR	1,107	9,175
SLV	2,388	5,872

10.4 VALUTAZIONE DELL'EFFICIENZA DEI PALI IN GRUPPO

Poiché l'interasse tra i pali di fondazione è inferiore pari a 3 volte il diametro dei pali stessi ($i = 3,60 \text{ m} = 3 \cdot d = 3,60 \text{ m}$) si può considerare un'efficienza unitaria dei pali in gruppo.

10.5 VALIDAZIONE MANUALE DEI RISULTATI DEL SOFTWARE

Nella tabella successiva è riportata la determinazione della portanza laterale caratteristica del palo di fondazione:

Diametro del palo	1,20	[m]
Lunghezza del palo	21,00	[m]
Quota di falda	0,00	[m]
Pressione al piano di posa della zattera di fondazione	27,75	[kN/m ²]

z [m]	γ [kN/m ³]	γ' [kN/m ³]	γ_w [kN/m ³]	σ_v [kN/m ²]	σ_w [kN/m ²]	σ'_v [kN/m ²]	φ [°]	$K = 1 - \sin(\varphi)$	$\mu = \tan(\delta) = \tan(\varphi)$	T_s [kN/m ²]	$T_{s,media}$ [kN/m ²]	$R_{L,k}$ [kN]
0,00	18,50	8,50	10,00	27,75	0,00	27,75	22,00	0,625	0,404	7,01	0,00	0,00
1,00	18,50	8,50	10,00	46,25	10,00	36,25	22,00	0,625	0,404	9,16	8,09	30,48
2,00	18,50	8,50	10,00	64,75	20,00	44,75	22,00	0,625	0,404	11,31	10,23	69,06
3,00	19,00	9,00	10,00	83,75	30,00	53,75	34,00	0,441	0,675	15,98	13,64	120,50
4,00	19,00	9,00	10,00	102,75	40,00	62,75	34,00	0,441	0,675	18,66	17,32	185,79
5,00	19,00	9,00	10,00	121,75	50,00	71,75	34,00	0,441	0,675	21,33	20,00	261,17
6,00	19,00	9,00	10,00	140,75	60,00	80,75	34,00	0,441	0,675	24,01	22,67	346,64
7,00	19,00	9,00	10,00	159,75	70,00	89,75	34,00	0,441	0,675	26,69	25,35	442,20
8,00	19,00	9,00	10,00	178,75	80,00	98,75	34,00	0,441	0,675	29,36	28,02	547,84
9,00	19,00	9,00	10,00	197,75	90,00	107,75	34,00	0,441	0,675	32,04	30,70	663,58
10,00	19,00	9,00	10,00	216,75	100,00	116,75	34,00	0,441	0,675	34,71	33,38	789,40
11,00	19,00	9,00	10,00	235,75	110,00	125,75	34,00	0,441	0,675	37,39	36,05	925,31
12,00	19,00	9,00	10,00	254,75	120,00	134,75	34,00	0,441	0,675	40,06	38,73	1.071,30
13,00	19,00	9,00	10,00	273,75	130,00	143,75	34,00	0,441	0,675	42,74	41,40	1.227,39
14,00	19,00	9,00	10,00	292,75	140,00	152,75	34,00	0,441	0,675	45,42	44,08	1.393,56
15,00	19,00	9,00	10,00	311,75	150,00	161,75	34,00	0,441	0,675	48,09	46,75	1.569,82
16,00	19,00	9,00	10,00	330,75	160,00	170,75	34,00	0,441	0,675	50,77	49,43	1.756,17
17,00	19,00	9,00	10,00	349,75	170,00	179,75	34,00	0,441	0,675	53,44	52,11	1.952,61
18,00	19,00	9,00	10,00	368,75	180,00	188,75	34,00	0,441	0,675	56,12	54,78	2.159,14
19,00	19,00	9,00	10,00	387,75	190,00	197,75	34,00	0,441	0,675	58,80	57,46	2.375,75
20,00	19,00	9,00	10,00	406,75	200,00	206,75	34,00	0,441	0,675	61,47	60,13	2.602,45
21,00	19,00	9,00	10,00	425,75	210,00	215,75	34,00	0,441	0,675	64,15	62,81	2.839,24

Il valore caratteristico della portanza laterale è risultato pari a $R_{L,k} = 2.839,24$ kN.

Considerato:

- Coefficiente di portanza alla punta $N^*_q = 25,80$
- Pressione verticale efficace alla base $\sigma'_v = 215,75$ kN/m²

il valore caratteristico della portanza di punta risulta pari a:

$$R_{P,k} = \pi \times 1,20^2 / 4 \times 25,80 \times 215,75 = 6.295,39 \text{ kN}$$

Di seguito è riportato il form di output del software di calcolo recante la determinazione dei valori caratteristici della portanza laterale e di punta:

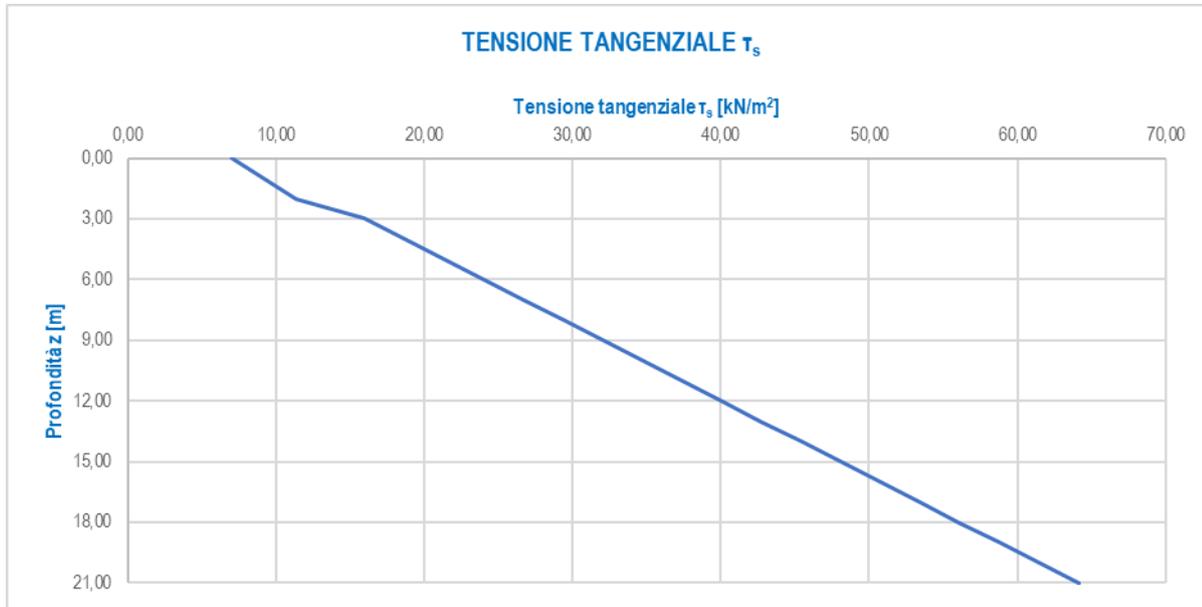
Geometria palo			
L =	21,00 m	D =	120,00 cm
Portanza verticale			
Pp min =	628890 kg	Pp med =	629611 kg
Pl min =	284310 kg	Pl med =	284418 kg
Wp =	59376 kg		
Pd =	360077 kg	N =	325379 kg
		$\eta =$	1,11
Coefficienti di capacità portante			
Nc =	36,77	Nq =	25,80
N'c =	36,77	N'q =	25,80
Portanza trasversale			
Tu =	83616 kg	T =	5848 kg
Mu =	0 kgm	$\eta =$	14,30
Armatura palo (primo tratto)			
Armatura:	58 Φ 16	A =	116,62 cmq
		MuSez =	213238 kgm
Armatura palo (secondo tratto) - y =			
Armatura:	Φ	A =	
		MuSez =	
Cedimenti			
w =	0,705 cm	u =	0,142 cm

Risulta pertanto:

PORTANZA	SOFTWARE	VALIDAZIONE
di punta [kN]	6.296,11	6.295,39
laterale [kN]	2.844,18	2.839,24

I risultati risultano perfettamente confrontabili.

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento della tensione tangenziale con la profondità:



La tensione tangenziale risulta sempre inferiore a **100,00 kPa**, nel rispetto dell'assunzione presente nel progetto definitivo.

10.6 CALCOLO DEI CEDIMENTI VERTICALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONE CARATTERISTICA

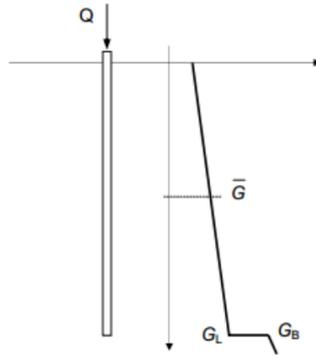
Il cedimento del palo per la combinazione maggiormente gravosa allo Stato Limite di Esercizio – Combinazione Caratteristica viene determinato mediante il metodo di Randolph e Worth di seguito descritto.

Il cedimento del singolo palo è determinato mediante la seguente relazione:

$$\frac{Q}{G_L \cdot r_0 \cdot w} = \left[\frac{4}{\eta \cdot (1-\nu)} + \frac{2 \cdot \pi}{\zeta} \cdot \rho \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \right] \cdot \left[1 + \frac{4}{\eta \cdot (1-\nu)} + \frac{1}{\pi \cdot L} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot \frac{\tanh(\mu \cdot L)}{\mu \cdot L} \right]^{-1}$$

dove:

- Q = carico sul palo
- r₀ = raggio del palo
- w = cedimento del palo
- E_p = modulo elastico del calcestruzzo costituente il palo



- G_m = modulo di rigidezza trasversale media del terreno lungo lo sviluppo del palo
- G_L = modulo di rigidezza trasversale del terreno alla lunghezza L
- G_b = modulo di rigidezza trasversale del terreno in corrispondenza della base del palo
- ν = coefficiente di Poisson del terreno
- r_b = raggio del palo alla base

- $\rho = \frac{G_m}{G_L}$

- $\lambda = \frac{E_p}{G_L}$

- $\xi = \frac{G_L}{G_b}$

- $\eta = \frac{r_b}{r_0}$

- $r_m = L \cdot \left\{ \frac{L}{4} + \left[2 \cdot \rho \cdot (1 - \nu) - \frac{L}{4} \right] \cdot \xi \right\}$

- $\zeta = \ln \left(\frac{r_m}{r_0} \right)$

- $\mu = \frac{\sqrt{\frac{2}{\zeta \cdot \lambda}}}{r_0}$

Il carico massimo sul singolo palo determinato per lo Stato Limite di Esercizio – Combinazione caratteristica è risultato pari a:

$Q = 2.356,69 \text{ kN}$

A tale carico, trasmesso dalla pila, viene sommato il peso proprio del palo, che risulta pari a:

$P_{\text{palo}} = \pi \times 1,20^2 / 4 \times 25,00 = 593,76 \text{ kN}$

Viene infine sottratto il peso del terreno rimosso durante la trivellazione del palo:

$P_t = \pi \times 1,20^2 / 4 \times (2,00 \times 18,50 + 19,00 \times 19,00) = 450,13 \text{ kN}$

Il carico massimo in condizioni di esercizio utilizzato per la stima del cedimento verticale risulta dunque pari a:

$$Q = 2.496,30 + 593,76 - 449,00 = 2.500,32 \text{ kN}$$

Sulla base della caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione si assumono i seguenti valori del modulo elastico:

- Strato 1 (Unità Ug3) → $E = 26,50 \text{ Mpa} = 26.500,00 \text{ kN/m}^2$
- Strato 2 (Unità Ug2) → $E = 34,00 \text{ Mpa} = 34.000,00 \text{ kN/m}^2$

Il valore medio del modulo elastico lungo lo sviluppo del palo è valutato mediante la seguente media ponderata:

$$E_m = (2,00 \times 26.500,00 + 19,00 \times 34.000,00) / (2,00 + 19,00) = 33.285,71 \text{ kN/m}^2$$

Considerato un coefficiente di Poisson del terreno pari a $\nu = 0,30$, si ottengono i seguenti valori del modulo di rigidezza trasversale:

- $G_m = 12.802,40 \text{ kN/m}^2$
- $G_L = 13.076,92 \text{ kN/m}^2$
- $G_b = 13.076,92 \text{ kN/m}^2$

Di seguito è riportata la valutazione del cedimento massimo verticale in esercizio riferito al singolo palo:

Q	2.500,32	[kN]
L	21,00	[m]
r_0	0,60	[m]
r_b	0,60	[m]
E_p	31.220.185,78	[kN/m ²]
E_m	33.285,71	[kN/m ²]
E_L	34.000,00	[kN/m ²]
E_b	34.000,00	[kN/m ²]
G_m	12.802,20	[kN/m ²]
G_L	13.076,92	[kN/m ²]
G_b	13.076,92	[kN/m ²]
ν	0,30	[-]
r_m	28,78	[m]
ζ	3,87	[-]
η	1,00	[-]
ξ	1,00	[-]
ρ	0,98	[-]
μ	0,0245	[-]
λ	2.387,43	[-]
μL	0,51	[m]
w	5,74	[mm]

Il cedimento calcolato risulta compatibile con la funzionalità in esercizio dell'opera, considerando anche che il cedimento indotto dal peso del palo, dal peso delle sottostrutture e dell'impalcato metallico viene comunque scontato in fase di esecuzione e che dunque non ingenera azioni parassite sulla sovrastruttura.