

**S.S 685 "DELLE TRE VALLI UMBRE"**  
TRATTO SPOLETO - ACQUASPARTA  
1° stralcio: Madonna di Baiano-Firenzuola

PROGETTO ESECUTIVO

COD. PG143

PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA

IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

IL PROGETTISTA:

Dott. Ing. David Carlacchini  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Terni n° Terni n° A1245

IL GEOLOGO:

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

Il Responsabile di Progetto

Arch. Pianificatore Marco Colazza

Il Responsabile del Procedimento

Dott. Ing.  
Alessandro Micheli

PROTOCOLLO

DATA

IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

MANDATARIA:

MANDANTI:

 Sintagma

 GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP

 ICARIA  
società di ingegneria

Dott.Ing. N.Granieri  
Dott.Arch. N.Kamenicky  
Dott.Ing. V.Truffini  
Dott.Arch. A.Bracchini  
Dott.Ing. F.Durastanti  
Dott.Ing. E.Bartolucci  
Dott.Geol. G.Cerquiglini  
Geom. S.Scopetta  
Dott.Ing. L.Sbrenna  
Dott.Ing. E.Sellari  
Dott.Ing. L.Dinelli  
Dott.Ing. L.Nani  
Dott.Ing. F.Pambianco  
Dott. Agr. F.Berti Nulli

Dott. Ing. D.Carlacchini  
Dott. Ing. S.Sacconi  
Dott. Ing. C.Consorti  
Dott. Ing. E.Loffredo  
Dott. Ing. C.Chierichini

Dott. Ing. V.Rotisciani  
Dott. Ing. F.Macchioni  
Geom. C.Vischini  
Dott. Ing. V.Piunno  
Dott. Ing. G.Pulli  
Geom. C.Sugaroni



**08.VIADOTTI E PONTI**  
**08.02 VIADOTTO MOLINO VECCHIO**  
**Relazione di calcolo Pali di fondazione**

CODICE PROGETTO

NOME FILE

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG.

ANNO

T00VI02STRRE05B

CODICE  
ELAB.

T00VI02STRRE05

B

DTPG143

E

23

B

Rev. A seguito istr. ANAS

Set 2023

C.Consorti

D.Carlacchini

N.Granieri

A

Emissione

Ago 2023

C.Consorti

D.Carlacchini

N.Granieri

REV.

DESCRIZIONE

DATA

REDATTO

VERIFICATO

APPROVATO

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....</b>	<b>5</b>
3.1	SPECIFICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI .....	5
<b>4</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO.....</b>	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE.....</b>	<b>10</b>
5.1	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STATO LIMITE ULTIMO (SLU/SLV).....	11
5.1.1	Resistenza nei confronti dei carichi assiali e verifica.....	13
5.1.2	Resistenza nei confronti dei carichi trasversali e verifica.....	15
5.2	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) - CEDIMENTI VERTICALI).....	16
5.3	VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI NEI PALI .....	17
5.4	VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI IN C.A. ....	18
5.4.1	Verifiche per gli stati ultimi a presso-flessione .....	18
5.4.2	Verifiche per gli stati ultimi a presso-flessione .....	18
5.4.3	Verifiche per gli stati ultimi di esercizio .....	19
<b>6</b>	<b>SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE.....</b>	<b>22</b>
<b>7</b>	<b>RISULTATI DELLE VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE SU PALI.....</b>	<b>23</b>
7.1	SPALLA 1 .....	23
7.1.1	Geometria dell'opera e modello geotecnico.....	23
7.1.2	Azioni di calcolo.....	23
7.1.3	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali .....	24
7.1.4	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali .....	24
7.1.5	Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti.....	25
7.1.6	Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV.....	26
7.1.7	Verifiche strutturali dei pali SLE (fessurazione) .....	29
7.2	PILE 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6 .....	34
7.2.1	Geometria dell'opera e modello geotecnico.....	34
7.2.2	Azioni di calcolo.....	34
7.2.3	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali .....	35
7.2.4	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali .....	35
7.2.5	Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti.....	37
7.2.6	Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV.....	38
7.2.7	Verifiche strutturali dei pali SLE (fessurazione) .....	41
7.3	PILE 7 - 8 - 9 .....	46
7.3.1	Geometria dell'opera e modello geotecnico.....	46
7.3.2	Azioni di calcolo.....	46
7.3.3	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali .....	47
7.3.4	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali .....	47
7.3.5	Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti.....	48
7.3.6	Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV.....	49
7.3.7	Verifiche strutturali dei pali SLE (fessurazione) .....	52
7.4	PILE 10 - 11 - 12 - 13 - 14.....	57
7.4.1	Geometria dell'opera e modello geotecnico.....	57
7.4.2	Azioni di calcolo.....	57
7.4.3	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali .....	58

7.4.4	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali .....	58
7.4.5	Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti.....	59
7.4.6	Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV .....	60
7.4.7	Verifiche strutturali dei pali fessurazione/SLE .....	63
<b>7.5</b>	<b>PILE 15 - 16 .....</b>	<b>68</b>
7.5.1	Geometria dell'opera e modello geotecnico.....	68
7.5.2	Azioni di calcolo.....	68
7.5.3	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali .....	69
7.5.4	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali .....	69
7.5.5	Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti.....	70
7.5.6	Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV .....	71
7.5.7	Verifiche strutturali dei pali fessurazione/SLE .....	74
<b>7.6</b>	<b>SPALLA 2 .....</b>	<b>79</b>
7.6.1	Geometria dell'opera e modello geotecnico.....	79
7.6.2	Azioni di calcolo.....	79
7.6.3	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali .....	80
7.6.4	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali .....	80
7.6.5	Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti.....	81
7.6.6	Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV .....	82
7.6.7	Verifiche strutturali dei pali fessurazione/SLE .....	85
<b>8</b>	<b>ALLEGATO A - CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI .....</b>	<b>90</b>
8.1	SPALLA 1 .....	90
8.2	PILE 1 ÷ 6 .....	91
8.3	PILE 7 ÷ 9 .....	92
8.4	PILE 10 ÷ 14 .....	93
8.5	PILE 15 ÷ 16 .....	94
8.6	SPALLA 2 .....	95
<b>9</b>	<b>ALLEGATO B - CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI .....</b>	<b>96</b>
9.1	SPALLA 1 .....	96
9.2	PILE 1 ÷ 6 .....	97
9.3	PILE 7 ÷ 9 .....	98
9.4	PILE 10 ÷ 14 .....	99
9.5	PILE 15 ÷ 16 .....	100
9.6	SPALLA 2 .....	101
<b>10</b>	<b>ALLEGATO C – COMPORTAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICHI ASSIALI. 102</b>	
10.1	SPALLA 1 .....	102
10.2	PILE 1 ÷ 6 .....	103
10.3	PILE 7 ÷ 9 .....	104
10.4	PILE 10 ÷ 14 .....	106
10.5	PILE 15 ÷ 16 .....	107
10.6	SPALLA 2 .....	108

## 1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento e la verifica dei pali di fondazione delle pile e delle spalle del Viadotto V02 – “Molino Vecchio”, da realizzarsi nell’ambito dell’iniziativa afferente alla realizzazione della “Strada delle Tre Valli Umbre”, nel tratto Eggi – Acquasparta.

Il viadotto, nel suo complesso, presenta una lunghezza totale, valutata tra gli assi delle spalle d’estremità (SP1, SP2), pari a 766.5 metri, ed è composto da due “tratti” di lunghezza rispettivamente pari a 359 m e 407.5 m (misura valutata tra asse spalla ed asse pila-spalla), separati da un giunto di dilatazione posto in corrispondenza di una pila-spalla intermedia.

L’andamento planimetrico del tracciato, nella zona interessata dal viadotto, è caratterizzato da una leggera curva, di raggio minimo intorno ai 1500 m.

## 2 RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI

- D.M. 17/01/2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018).
- Decreto Ministero Lavori Pubblici 11/03/1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”
- Circolare Ministero Lavori Pubblici n. 30483 del 24/09/1988 – D.M. 11.3.88. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.”

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

#### 3.1 Specifiche dei materiali utilizzati

Nelle tabelle a seguire vengono sintetizzate le principali caratteristiche dei materiali utilizzati.

Tabella 1 \_ Classi materiali utilizzati.

ELEMENTO	CALCESTRUZZO
Pali di fondazione	C32/40
ELEMENTO	ACCIAIO PER BARRE
Pali di fondazione	B450C

Tabella 2 \_ Specifiche tecniche materiali.

Calcestruzzo per paratia di pali	
Classe di resistenza	C32/40
Valore caratteristico resistenza cubica a 28 giorni	$R_{ck} = 40$ MPa
Valore caratteristico resistenza cilindrica a 28 giorni	$f_{ck} = 32$ MPa
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 40$ MPa
Resistenza a trazione assiale	$f_{ctm} = 0.30 * f_{ck}^{2/3} = 3.02$ MPa
Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni	$f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.13$ MPa
Modulo di Young a 28 giorni	$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33346$ MPa
Tensione massima di compressione in esercizio	$\sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck} = 19.2$ MPa (comb. Caratteristica) $\sigma_{c,max} = 0.45 f_{ck} = 14.4$ MPa (comb. Quasi perm.)
Verifiche a fessurazione	$\sigma_t = f_{ctm} / 1.2 = 2.52$ MPa
Classe di esposizione	XA2
Condizioni ambientali	Aggressive
Copriferro minimo $C_{min}$	85 mm

Acciaio per barre d'armatura	
Tipo	B450C
Tensione caratteristica di rottura	$f_{uk} = 540 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto	$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s = 391,3 \text{ MPa}$
Modulo di Young	$E = 210000 \text{ MPa}$
Tensione massima di compressione in esercizio	$\sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

#### 4 MODELLO GEOTECNICO

Per quello che concerne la caratterizzazione geotecnica dell'area, si fa riferimento a quanto riportato all'interno della relazione geotecnica di caratterizzazione (T00GE05GETRE01) ed ai profili geotecnici generali e di dettaglio (T00GE05GETFG01/FG02 e T00VI02STRFG01) ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori dei parametri geotecnici definiti per le unità geotecniche interessate dalle fondazioni.

Tabella 3 \_ Valori caratteristici dei parametri geotecnici utilizzati nelle analisi.

Unità geotecnica	$\gamma$	$c'$	$\varphi'$	$c_u$	$E'$
	(kN/m <sup>3</sup> )	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
<b>All</b>	18 ÷ 19	0	38 ÷ 42	-	25 ÷ 50
<b>Bi1</b>	19 ÷ 21	5 ÷ 25	25 ÷ 35	100 ÷ 300	100 ÷ 300

Unità geotecnica	$\gamma$	$\sigma_c$	GSI	mi	$E'$
	(kN/m <sup>3</sup> )	[kPa]	[-]	[kPa]	[MPa]
<b>Bi2</b>	22 ÷ 24	2 - 12	28 - 50	12	300 ÷ 600

La posizione della falda è ubicata ad una profondità dalla testa dei pali variabile tra 0 m e 2.5 m.

Si evidenzia che nel calcolo delle resistenze dei pali, la stratigrafia lungo il fusto e la quota di partenza per il calcolo delle pressioni litostatiche sono state assunte coincidenti con la quota di intradosso dei plinti di fondazione.

Ai fini del calcolo della capacità portante dei pali mediante le formule statiche (vedi cap. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), la caratterizzazione dell'unità litoide Bi2 è stata effettuata anche con riferimento al criterio di rottura di Mohr-Coulomb, linearizzando il criterio di resistenza di Hoek-Brown.

Nel dettaglio è possibile ottenere i valori di  $c'$  e  $\varphi'$  attraverso le seguenti relazioni (cfr. E. Hoek, C. Carranza-Torres & B. Corkum, 2002):

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[ \frac{6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a)+6am_b(s+m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right]$$



$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b \sigma'_{3n}] (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + [6am_b (s + m_b \sigma'_{3n})^{a-1}] / [(1+a)(2+a)]}}$$

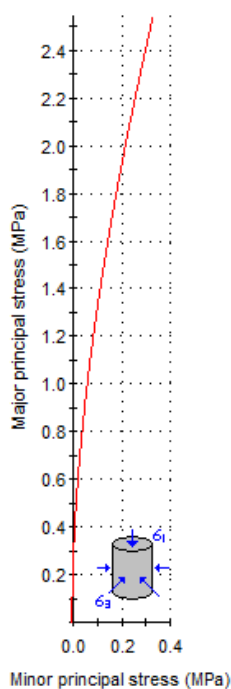
in cui  $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$ .

Nella tabella a seguire si riportano i valori di input utilizzati per la linearizzazione precedentemente descritta; per la valutazione della  $\sigma'_{3max}$  è stata considerata una profondità di 15 m, assumendo  $k_0 = 1$ ; per il fattore di disturbo è stato assunto  $D = 0$  (in ragione della modalità di scavo dei pali).

Tabella 4 \_ Parametri di input per il calcolo del valore di coesione e resistenza al taglio equivalenti ( $c'$  e  $\phi'$ )

Unità geotecnica	$\sigma_c$	GSI	mi	D	$\sigma'_{3max}$
	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]	[MPa]
<b>Bi2</b>	11	40	12	0	0.33

Analysis of Rock Strength using RocLab



Hoek-Brown Classification

intact uniaxial compressive strength = 11 MPa  
GSI = 40 mi = 12 Disturbance factor = 0

Hoek-Brown Criterion

mb = 1.408 s = 0.0013 a = 0.511

Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.124 MPa friction angle = 46.44 deg

Rock Mass Parameters

tensile strength = -0.010 MPa  
uniaxial compressive strength = 0.364 MPa  
global strength = 1.682 MPa  
modulus of deformation = 1865.08 MPa

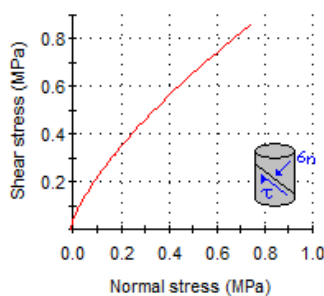


Figura 1 \_ Linearizzazione criterio di Hoek e Brown.

Nella tabella seguente si riportano quindi i valori dei parametri di resistenza definiti nel criterio di Mohr-Coulomb ( $c'$  e  $\phi'$ ); rispetto ai valori ottenuti dalla linearizzazione (cfr. *Figura 1*) sono stati considerati valori più bassi.

Tabella 5\_ Valore di coesione e resistenza al taglio equivalenti.

Unità geotecnica	$\gamma$	$c'$	$\phi'$
	(kN/m <sup>3</sup> )	[kPa]	[°]
<b>Bi2</b>	22	100	40

## 5 CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE

Nel presente capitolo vengono illustrati i criteri di calcolo adottati per la valutazione del comportamento delle fondazioni su pali trivellati di grande diametro.

La scelta tipologica ed il dimensionamento delle fondazioni delle opere d'arte sono stati effettuati a valle della caratterizzazione geologica e geotecnica dei terreni in corrispondenza dei quali è prevista l'opera.

In particolare, sia per le spalle che per le pile sono state previste fondazioni profonde costituite da pali trivellati di diametro  $D$  e lunghezza  $L$ , come di seguito sintetizzato. Durante la realizzazione dei pali, si prevede l'utilizzo di fanghi polimerici biodegradabili per sostenere il foro.

Tabella 6 \_ Sintesi geometria palificate (numero, diametro e lunghezze).

V02	Numero di pali	Diametro pali	Lunghezza pali
	[-]	[m]	[m]
<b>SPALLA SP1 (o SPA)</b>	16	1.2	20
PILE da P1 a P6	6	1.2	25
PILE 7 e 9	6	1.2	30
PILA 8	9	1.2	30
PILE da 10 a 14	6	1.2	38
PILE 15 e 16	6	1.2	30
<b>SPALLA SP2 (o SPB)</b>	20	1.2	28

La descrizione di dettaglio delle geometrie delle opere di fondazione è riportata nelle relazioni strutturali e negli elaborati grafici specialistici.

Di seguito si illustrano i criteri di calcolo adottati e i risultati delle verifiche geotecniche e strutturali delle fondazioni, in termini di SLU e di SLE.

## 5.1 Verifiche geotecniche di Stato Limite Ultimo (SLU/SLV)

Con riferimento alle prescrizioni delle NTC2018 (NTC18), le verifiche di stato limite ultimo sono state condotte nel rispetto della seguente condizione:

$$F_d < R_d$$

dove  $F_d$  indica il valore di progetto delle azioni, o degli effetti delle azioni, e  $R_d$  indica il valore di progetto delle resistenze, utilizzando l'approccio **A1 + M1 + R3**.

Le azioni di progetto,  $F_d$ , o altresì gli effetti delle azioni, sono valutabili a partire dalle azioni caratteristiche adottando per i coefficienti parziali  $\gamma_F$  i valori specificati nella tabella seguente (Tabella 6.2.I delle NTC18):

Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

Figura 2 \_ Coefficienti parziali per le azioni o gli effetti delle azioni (tab. 6.2.I delle NTC18).

Nello specifico, i valori di progetto delle azioni ( $F_d$ ) sono stati ricavati direttamente dal calcolo strutturale con riferimento alle combinazioni statiche SLU-STR e sismiche SLV.

I valori di progetto delle resistenze del palo nei confronti dei carichi assiali ( $R_d$ ) e trasversali ( $R_{T,d}$ ) sono ottenuti dai valori di calcolo delle resistenze limite medie (lungo il fusto,  $R_{lat,cal}$ , ed alla base,  $R_{b,cal}$ , nei confronti dei carichi assiali;  $R_{T,cal}$ , nei confronti dei carichi trasversali) applicando il fattore di correlazione  $\xi_3$ , funzione del numero di verticali indagate (cfr. Figura 5: tab. 6.4.VI del NTC08), così da ottenere i valori caratteristici ( $R_{lat,k}$  e  $R_{b,k}$ , nei confronti dei carichi assiali;  $R_{T,k}$ , nei confronti dei carichi trasversali) ed i coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_R$  (cfr. Figura 3 e Figura 4: Tab. 6.4.II e Tab. 6.4.VI delle NTC2018).

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

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>o)</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>o)</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Figura 3 \_ Coefficienti parziali per le resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali (tab. 6.4.II delle NTC18).

Tab. 6.4.VI - Coefficiente parziale  $\gamma_T$  per le verifiche agli stati limite ultimi di pali soggetti a carichi trasversali

Coefficiente parziale (R3)
$\gamma_T = 1,3$

Figura 4 \_ Coefficiente parziale per la resistenza caratteristica a carico trasversale dei pali (tab. 6.4.VI delle NTC18).

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

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Figura 5 \_ Fattori di correlazione per determinare la resistenza caratteristica dei pali (tab. 6.4.IV delle NTC18).

Per il caso in esame è stato assunto un valore cautelativo di  $\xi_3 = 1.70$ , corrispondente ad un numero minimo di verticali indagate pari a 1.

Per le verifiche nei confronti dei carichi assiali, le verifiche sono state condotte nei confronti dei valori massimi, minimi (se di trazione) e medi, dell'azione di progetto ( $F_d$ ) ottenuti a partire dai corrispondenti valori delle azioni assiali in testa ai pali ( $N$ ), ai quali è stato aggiunto (o sottratto nel caso delle azioni di trazione) il valore del peso proprio del palo  $W_p$  opportunamente amplificato:

- $F_d = N_{ed,comp} + \gamma_{G1} \cdot W_p$  , in compressione (con  $\gamma_{G1} = 1.0$  in condizioni sismiche, SLV);
- $F_d = N_{ed,traz} - \gamma_{G1} \cdot W_p$  , in trazione (con  $\gamma_{G1} = 1.0$ ).

### 5.1.1 Resistenza nei confronti dei carichi assiali e verifica

#### Palo singolo

Il valore di calcolo della resistenza del singolo palo di diametro D e lunghezza L nei confronti dei carichi assiali,  $R_{cal}$ , è stato determinato ricorrendo alle seguenti espressioni (“formule statiche”, AGI 1984) delle capacità portanti unitarie mobilitate lateralmente,  $r_{lat}$ , ed alla base,  $r_b$ .

I calcoli della capacità portante sono stati condotti utilizzando i fogli di calcolo contenuti in “Geotecnica con Excel” (edito da DEI).

- **per terreni a grana fine (calcolo in TT : Tensioni Totali)**

$$r_{lat}(z) = \alpha \cdot c_u(z) \quad ; \quad r_b = N_c \cdot c_u + \sigma_{v0}(z = L) \quad , \text{ con}$$

$\sigma_{v0}(z)$  = tensione totale verticale alla profondità z;

$c_u(z)$  = coesione non drenata del terreno alla profondità z;

$\alpha$  = coefficiente di adesione laterale (suggerito da Viggiani e riportato in Figura 6);

$N_c = 9$  = coefficiente di capacità portante alla base del palo.

pali trivellati	$c_u$ (kPa)	$\alpha$ (-)
	<25	0,7
	25 ÷ 70	0.7 - 0.008 ( $c_u - 25$ )
	≥ 70	0,35

Figura 6 \_ Valori di  $\alpha$  proposti da Viggiani, per pali trivellati.

- **per terreni a grana grossa (calcolo in TE : Tensioni Efficaci)**

$$r_{lat} = k \cdot \sigma'_{v0} \cdot \tan \varphi' \quad ; \quad r_b = N_q \cdot \sigma'_{v0} \text{ (per } z = L) \quad , \text{ con}$$

$\sigma'_{v0}(z)$  = tensione efficace verticale alla profondità z;

$\varphi'$  = angolo di attrito del terreno;

k = coefficiente di spinta laterale (rapporto tra le tensioni efficaci orizzontale e verticale) = 0.5;

$N_q$  = fattore di capacità portante alla base.

Per il valore del coefficiente di capacità portante alla base, in particolare, si è fatto riferimento agli abachi forniti da Berezantzev (1965) per pali di grande diametro, che forniscono un valore ridotto  $N_q^*$ , in funzione dell'angolo di attrito  $\varphi'$ , valutato all'insorgere delle deformazioni plastiche.

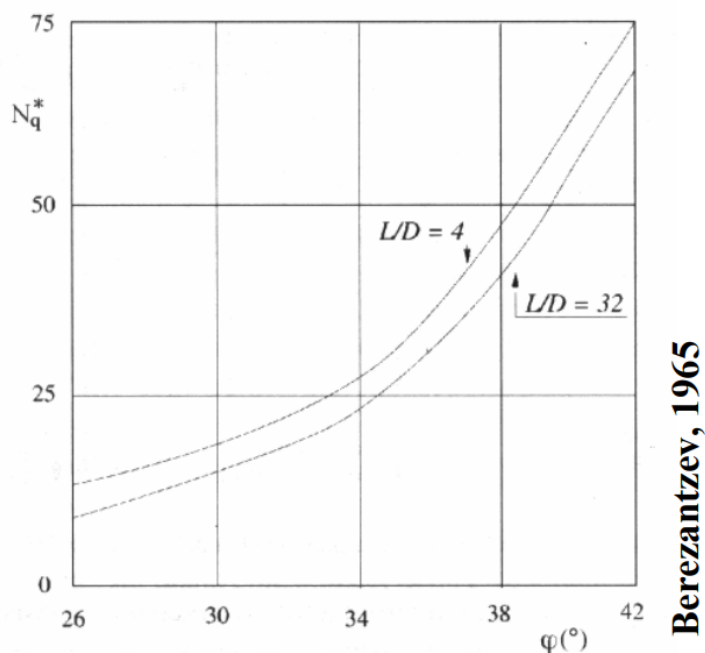


Figura 7 \_ Valori di  $N_q^*$  per pali di grande diametro (Berezantzev, 1965).

Per la resistenza limite unitaria alla base, è stato assunto un valore massimo  $q_{b,lim} = 10000$  kPa.

Dai valori delle resistenze unitarie, per integrazione lungo la superficie laterale ed alla base, si ottengono i valori globali, corrispondenti ai valori di calcolo delle resistenze limite:

$$R_{lat,cal} = \int_L r_{lat} d(z)$$

$$R_{b,cal} = (\pi \cdot D^2 / 4) r_b$$

A partire dai valori di calcolo,  $R_{lat,cal}$  e  $R_{b,cal}$ , i valori caratteristici,  $R_{lat,k}$  e  $R_{b,k}$ , e di progetto,  $R_d$ , sono stati ricavati applicando i coefficienti parziali  $\xi$  e  $\gamma_R$ , precedentemente definiti.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i valori di progetto dei parametri geotecnici e dei coefficienti utilizzati nei calcoli.

Tabella 7 \_ Definizione coefficienti utilizzati nei calcoli per terreni a grana fine.

Unità geotecnica	Tipologia di terreno	$\alpha$	cu
		[-]	[kPa]
<b>Bi1</b>	<b>Grana fine</b>	0.35	200

Tabella 8 \_Definizione coefficienti utilizzati nei calcoli per terreni a grana grossa.

Unità geotecnica	Tipologia di terreno	$c'$	$\varphi'$	k	$\mu$	$\beta$
		[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
<b>All</b>	<b>Grana grossa</b>	0	38	0.50	0.78	0.39
<b>Bi2</b>	<b>Grana grossa</b>	0	40		0.84	0.42

## Gruppo di pali

Nel caso di pali in gruppo, per la determinazione della resistenza limite di calcolo del gruppo di pali è stato considerato un fattore di efficienza  $\eta$ , assunto pari a 0.7. La verifica allo stato limite ultimo (SLU) dei pali in gruppo è stata condotta considerando lo sforzo normale medio agente sui pali.

### 5.1.2 Resistenza nei confronti dei carichi trasversali e verifica

Le verifiche dei pali nei confronti delle azioni trasversali sono state effettuate utilizzando la teoria di Broms (1964), considerando un meccanismo di rottura a palo lungo incastrato in testa (formazione di due cerniere plastiche).

La resistenza del terreno è stata quindi valutata secondo le seguenti espressioni:

$$p_{inc}(z) = 9 \cdot c_u \cdot D \quad , \text{ per terreni a grana fine;}$$

$$p_{inc}(z) = 3 \cdot k_p \cdot \gamma' \cdot D \quad , \text{ per terreni a grana grossa;}$$

dove

D : diametro del palo;

$K_p$  : coefficiente di spinta passiva;

$\gamma'$  : peso di volume efficace;

$c_u$  = coesione non drenata del terreno.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione e alla rotazione intorno alla testa del palo, in funzione anche del momento di plasticizzazione  $M_y$  dell'elemento strutturale, viene quindi determinato il valore di calcolo della resistenza limite orizzontale,  $R_{T,cal}$ .

A partire dal valore di calcolo  $R_{T,cal}$ , i valori caratteristici,  $R_{T,k}$ , e di progetto,  $R_{T,d}$ , della resistenza limite orizzontale sono stati ricavati applicando i coefficienti parziali  $\xi$  e  $\gamma_R$ , precedentemente definiti.



## 5.2 Verifiche geotecniche di Stato Limite di Esercizio (SLE) - cedimenti verticali)

La valutazione del cedimento  $w$  del singolo palo è stata condotta utilizzando la seguente espressione semplificata:

$$w = \beta \cdot F_{ck} / (E \cdot L)$$

dove

$L$  = lunghezza del palo;

$D$  = diametro del palo;

$F_{ck}$  = carico caratteristico agente (valore caratteristico del carico assiale, in condizioni SLE)

$E$  = modulo elastico del terreno;

$\beta = 0.5 + \text{Log}(L/D)$  = "coefficiente di influenza" adimensionale, funzione del rapporto  $L/D$  e del modello di sottosuolo utilizzato (formulazione proposta da Poulos e Davis, 1981).

Il cedimento medio della palificata,  $w_g$ , è stato quindi valutato a partire dal valore del cedimento del palo isolato,  $w$ , moltiplicando tale valore per un coefficiente di amplificazione  $R_s = n \cdot R_g$ , legato alla geometria della fondazione, con  $n$  = numero di pali ed  $R_g$  ("coefficiente di riduzione del gruppo") ottenuto come segue:

$$R_g = 0.5 / R + 0.13 / R^2 \quad (\text{Mandolini et al., 1997})$$

$$R = (n \cdot i / L) \cdot 0.5 \quad (\text{Randolph e Clancy, 1993, Mandolini, 1994})$$

in cui  $i$  = interasse dei pali.

### 5.3 Valutazione delle sollecitazioni nei pali

Nel caso di pali soggetti a carichi orizzontali il terreno viene simulato come un mezzo alla Winkler, modellato quindi come un letto di molle di rigidezza  $k_h$  variabile con la profondità in funzione della stratigrafia.

Per i terreni coesivi sovraconsolidati è stato assunto un valore della rigidezza  $k_h$  costante la profondità. Nello specifico, nell'unità geotecnica Bi1, costituita da argille marnose quindi di natura coesiva, il valore di  $k_h$  è stato determinato con la seguente formulazione (Broms, 1964):

$$k_h = (170 \div 800) c_u / D$$

Considerando un valore della  $c_u = 200$  kPa, per  $D = 1.2$  m, si ottiene un valore minimo della  $k_h = 28000$  kN/m<sup>3</sup>; cautelativamente è stato assunto un valore  $k_h = 20000$  kN/m<sup>3</sup>.

Per i terreni incoerenti, è stato assunto un valore di rigidezza variabile linearmente con la profondità, definito mediante la seguente espressione (Matlock and Reese, 1956):

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

Per l'unità All, costituita da alluvioni a prevalente grana grossa, da addensate a molto addensate, il valore di  $n_h$  è stato valutato mediante la seguente espressione:

$$n_h = \frac{A\gamma}{1.35}$$

dove  $\gamma$  è il peso dell'unità di volume del terreno (immerso, nel caso si trovi sotto falda) ed il parametro A, tenuto conto dello stato di addensamento del materiale (da addensato a molto addensato), è stato assunto pari a 3000 (Viggiani, 1999).

Per l'unità Bi2, sempre sotto falda, a favore di sicurezza, è stato assunto lo stesso valore di  $n_h$  ottenuto per l'unità All.

Nella tabella a seguire si riportano i valori di  $n_h$  e  $k_h$  utilizzati per le diverse unità geotecniche.

Tabella 9 \_Definizione coefficienti utilizzati nei calcoli per terreni a grana grossa.

Unità geotecnica	Tipologia di terreno		$n_h$	$k_h$
			[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]
All	incoerente	sopra falda	45000	-
		sotto falda	20000	-
Bi1	coesivo		-	20000
Bi2	Incoerente (sempre sotto falda)		20000	-

## 5.4 Verifiche strutturali degli elementi in c.a.

Le strutture in c.a. sono state oggetto di verifiche strutturali agli Stati Limite Ultimi (SLU).

### SLU di tipo strutturale (STR)

Raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15;

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 5.4.1 Verifiche per gli stati ultimi a presso-flessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 5.4.2 Verifiche per gli stati ultimi a presso-flessione

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM17/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

- resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

- valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento:

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

- valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\operatorname{ctg}\alpha + \operatorname{ctg}\theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta)$$

Quindi la resistenza a taglio sarà la minore tra quelle definite in precedenza:

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

### 5.4.3 Verifiche per gli stati ultimi di esercizio

La verifica allo stato limite di esercizio consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato:

- Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico "caratteristica" e "quasi permanente", come riportato nel paragrafo 4.1.2.2.5.1 della NTC-2018. Nello specifico i limiti sono di seguito elencati:

- per il calcestruzzo:

$$\sigma_{c,max} = 0,60 f_{ck} \text{ (comb. caratteristica)}$$

$$\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} \text{ (comb. quasi perm.)}$$

- per l'acciaio:

$$\sigma_{s,max} = 0,80 f_{yk} \text{ (comb. caratteristica)}$$

- Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportata a seguire:

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Figura 8 – Tab. 4.1.IV e Tab. 4.1.III della NTC-2018.

Nel caso in esame i limiti da rispettare sono:

$w_1 = 0.2$  mm (combinazione quasi permanente);

$w_2 = 0.3$  mm (combinazione frequente).

La verifica dell'ampiezza di fessurazione ( $w$ ) è stata condotta utilizzando la procedura illustrata al punto C4.1.2.2.4 della Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7. Il valore caratteristico di apertura delle fessure  $w_k$  nella zona di efficacia delle armature non deve superare il valore prefissato riportato in Figura 8 (cfr. Tab 4.1.IV, NTC2018). Il valore caratteristico di calcolo è dato da:

$$w_k = 1.7w_m$$

in cui  $w_m$  rappresenta il valore medio dell'apertura calcolata in base alla deformazione unitaria media delle barre d'armatura  $\epsilon_{sm}$  e alla distanza media tra le fessure  $s_{rm}$ , come di seguito espresso:

$w_m = \epsilon_{sm} \cdot s_{rm}$  , dove

$$s_{rm} = \left( k_3 c + k_1 k_2 k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \right) / 1.7$$

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot f_{ctm} / \rho_{eff} \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

in cui

- $\sigma_s$  = tensione dell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- $E_s$  = modulo elastico dell'acciaio;
- $f_{ctm}$  = valore medio della resistenza a trazione assiale;
- $\alpha_e = E_s/E_{cm}$ ;
- $\rho_{eff} = A_s/A_{c,eff}$  = rapporto tra le aree dell'armatura nella zona efficace e della zona stessa;
- $A_{c,eff}$  = area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza  $h_{c,eff}$ , dove  $h_{c,eff}$  è il valore minore tra  $2.5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$ ,  $h/2$ ;
- $K_t$  = fattore dipendente dalla durata del carico e vale:
  - 0.6 per carichi di breve durata,
  - 0.4 per carichi di lunga durata
- $\phi$  = diametro delle barre,
- $c$  = copriferro netto,
- $k_1$  = coefficiente relativo alla qualità di aderenza delle barre e vale:
  - $k_1 = 0.8$ , per barre ad aderenza migliorata,
  - $k_1 = 1.6$ , per barre lisce;
- $k_2$  = coefficiente che tiene conto della distribuzione delle tensioni in regime non fessurato, e vale:
  - $k_2 = 0.5$ , nel caso di flessione,
  - $k_2 = 1$  nel caso di trazione pura;
  - $k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/(2\varepsilon_1)$ , nel caso di trazione eccentrica o nel caso si consideri una sola parte della sezione, essendo  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione all'estremità della sezione considerata, calcolata considerando la sezione fessurata.
- $k_3 = 3.4$ ;
- $k_4 = 0.425$ .

## 6 SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE.

I valori delle sollecitazioni in fondazione derivano dall'analisi strutturale, effettuata ipotizzando un comportamento strutturale non dissipativo. Il dimensionamento delle armature dei pali è stato eseguito escludendo la possibilità di raggiungimento della capacità dei pali.

Con riferimento in particolare alle fondazioni delle pile, dal calcolo strutturale sono stati ottenuti i valori delle sollecitazioni globali determinate alla quota di intradosso dei plinti; i valori delle azioni sui singoli pali, sono stati quindi ottenuti mediante il metodo della ripartizione a piastra rigida, considerando plinto e sovrastuttura come un blocco infinitamente rigido.

Per le fondazioni delle spalle i carichi sui singoli pali sono stati ottenuti direttamente dal calcolo strutturale.

Si rimanda quindi alle specifiche relazioni strutturali ed allegati di calcolo per il dettaglio sulle azioni (T00VI02STRRE03, per le pile; T00VI02STRRE01 e T00VI02STRRE09, per la spalla 1; T00VI02STRRE11 e T00VI02STRRE12 per la spalla 2).

## 7 RISULTATI DELLE VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE SU PALI

### 7.1 SPALLA 1

#### 7.1.1 Geometria dell'opera e modello geotecnico

Nelle tabelle a seguire sono descritte sinteticamente le caratteristiche della palificata ed il modello geotecnico di calcolo utilizzato per le verifiche.

Tabella 10 \_ V02 – Spalla SP1: caratteristiche palificata.

V02	Numero di pali	Diametro pali	Lunghezza pali
	[-]	[m]	[m]
SPALLA SP1	16	1.2	20

Tabella 11 \_ V02 – Spalla SP1: modello geotecnico di calcolo.

V02	z	Unità	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	$c_u$	$E'$
SPALLA SP1	[m da t.p.]	geotecnica	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
	0 ÷ 10	All	18.5	38	0	-	30
	10 ÷ 15	Bis-1	20	-	-	200	200
	15 ÷ 20	Bis-2	22	40	0	-	400

La quota della falda è stata assunta alla profondità di 4 m da testa palo.

#### 7.1.2 Azioni di calcolo

Nella tabella a seguire sono riportati i valori delle azioni di progetto determinati in testa ai singoli pali a partire dalle azioni globali ottenute dal calcolo strutturale, nelle diverse combinazioni (SLE, SLU ed SLV). Nello specifico, per ogni combinazione sono riportati i valori massimi e minimi dei carichi assiali ( $N_{max}$ ,  $N_{min}$ ) e trasversali ( $T_{max}$ ); per le azioni assiali, N, sono positivi i valori di compressione, mentre i valori negativi indicano azioni di trazione.

Tabella 12 \_ V02 – Spalle SP1: Azioni di calcolo.

SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE			SLU STR				SLV			
Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
1842	1042	495	1739	1038	464	1575	1007	413	1896	2451	1052	665	1305	1946	500	1127



### 7.1.3 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali

Nella tabella a seguire vengono riportate le azioni di progetto SLU/SLV.

Tabella 13 \_ V02 – Spalla SP1: Azioni di calcolo in testa ai pali, SLU/SLV.

SLU STR				SLV			
Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]		Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	
1896	2451	1052		1305	1946	500	

Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 14 \_ V02 – Spalla SP1: Sintesi delle verifiche geotecniche nei confronti dei carichi assiali (SLU/SLV).

Opera: V02	Azioni assiali					Resistenza e verifica del palo singolo				Resistenza e verifica del palo in gruppo	
	N <sub>max</sub>	N <sub>med</sub>	W <sub>p</sub>	F <sub>d</sub>	F <sub>d,med</sub>	R <sub>L,cal</sub>	R <sub>B,cal</sub>	R <sub>c,d</sub>	R <sub>c,d</sub> / F <sub>d</sub>	R' <sub>d</sub> = η R <sub>c,d</sub>	R' <sub>d</sub> / F <sub>d,med</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
SPALLA 1	2451	1896	565	3186	2631	4038	11310	6993	2.2	4895	1.86

### 7.1.4 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali

Nella tabella a seguire vengono riportate le azioni di progetto determinati SLU/SLV.

Tabella 15 \_ V02 – Spalla SP1: azioni di calcolo SLU/SLV.

SLU STR				SLV			
		Nmin [kN]	Tmax [kN]			Nmin [kN]	Tmax [kN]
		1052	665			500	1127

La verifica è stata condotta nei confronti del valore massimo della sollecitazione trasversale,  $F_{T,d} = T_{max}$ . Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 16 \_ V02 – Spalla SP1: Sintesi verifica geotecnica nei confronti delle azioni trasversali (SLU/SLV)

Opera: V02	Azione trasversale	Verifica				
		F <sub>T,d</sub>	Armatura longitudinale	My	R <sub>T,cal</sub>	R <sub>T,d</sub>
	[kN]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
SPALLA 1	1127	30 φ 26 + 20 φ 26	4235	2822	1277	1.13

### 7.1.5 Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli dei cedimenti dei pali, considerati come isolati e con riferimento alla palificata, sollecitati a carico assiale in condizioni SLE.

In tabella,  $N_{med,max}$  rappresenta il valore massimo dell'azione assiale media in testa ai pali, determinato in condizioni di esercizio. Con riferimento a tale valore, sono stati determinati i corrispondenti valori del cedimento del singolo palo,  $w_i$ , e del gruppo di pali,  $w_g$ .

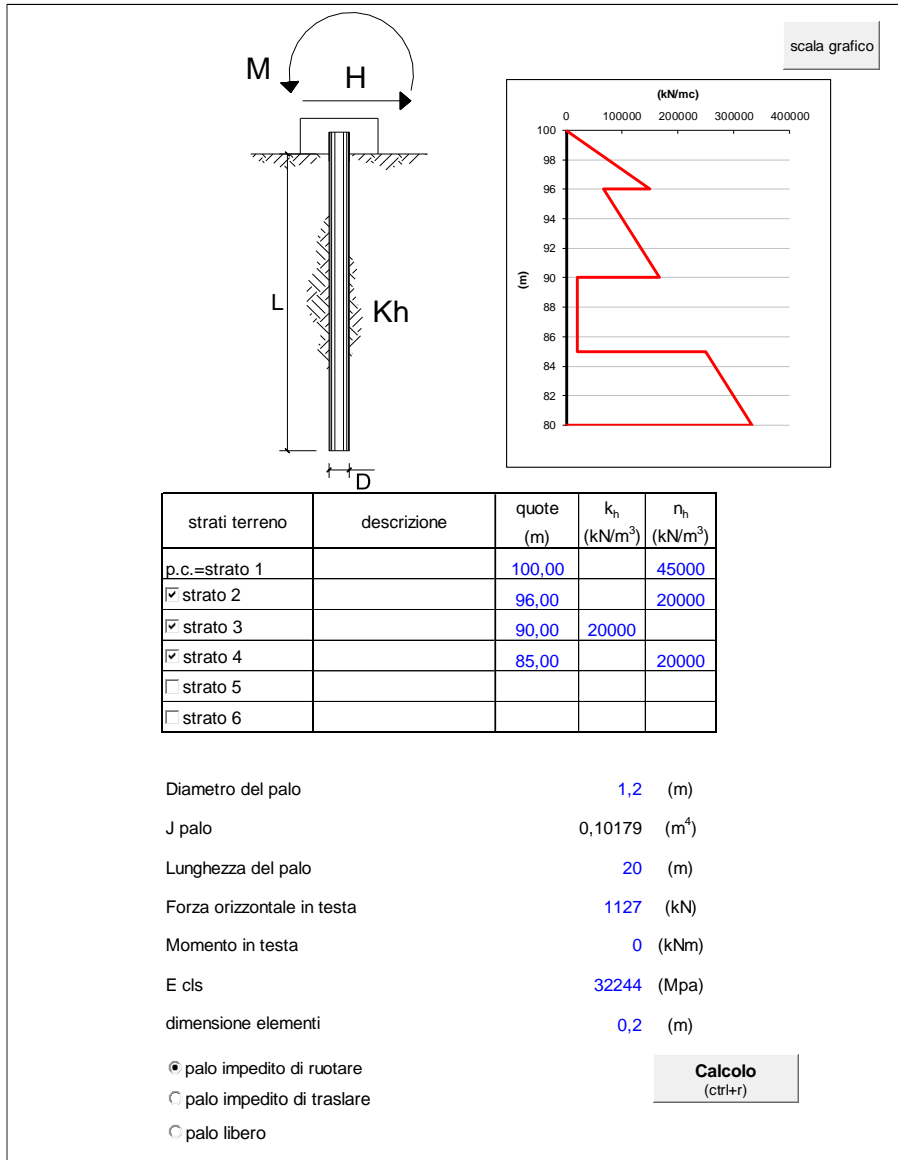
Tabella 17 \_ V02 – Spalla SP1: Sintesi calcolo dei cedimenti (SLE)

Opera: V02	Geometria palificata					Azioni assiali e cedimenti del singolo palo e della palificata		
	np	D	L	R	Rg	$N_{max}$	$w_{i,max}$	$w_{g,max}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]
<b>SPALLA SP1</b>	16	1.20	20	1.70	0.34	1431	1.02	5.53

### 7.1.6 Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV

Nel caso di pali, soggetti a carichi orizzontali, il terreno viene simulato come mezzo alla Winkler, modellato quindi come un letto di molle di rigidità  $k_h$  variabile con la profondità.

A seguire si riporta l'andamento del taglio e del momento sollecitanti lungo l'intero palo, determinati per un valore di progetto dell'azione orizzontale  $F_{T,d} = 1127$  kN.



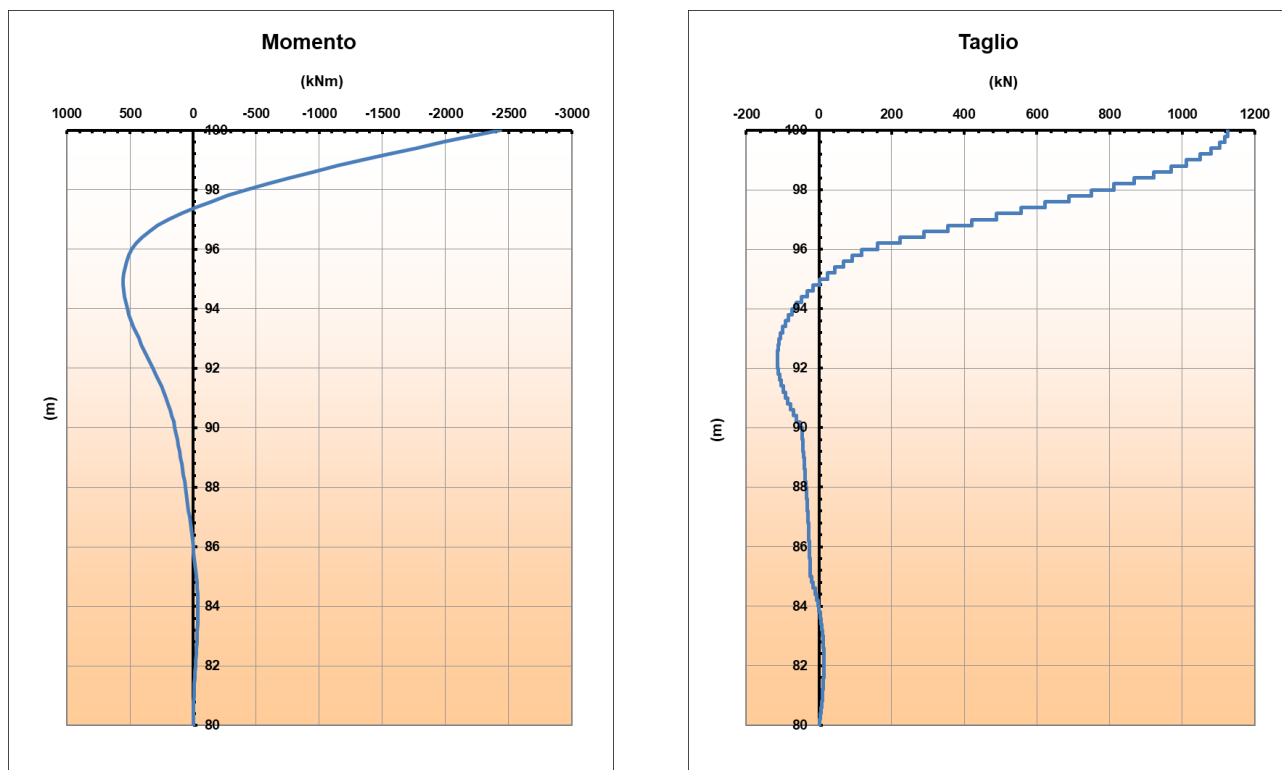


Figura 9 – Andamento del momento e del taglio lungo il palo.

Nella tabella che segue si riportano i valori delle sollecitazioni massime agenti (momento flettente  $M_{Ed}$  e taglio  $T_{Ed}$ ) e delle azioni resistenti (momento  $M_{Rd}$  e taglio  $T_{Rd}$  resistenti), determinati per le corrispondenti armature di verifica, longitudinale e trasversale.

Tabella 18 \_ V02 – Spalla SP1: armatura longitudinale e valori di progetto di sollecitazioni e resistenze (M e T).

SLU/SLV			
$M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	FS	Armatura longitudinale
2437	4235	1.7	30 Ø 26 + 20 Ø 26
$T_{Ed}$ (kN)	$T_{Rd}$ (kN)	FS	Armatura trasversale
1127	1816	1.6	Ø 12/10 (2 bracci)

In tutti i casi risulta  $M_{Rd} > M_{Ed}$  e  $T_{Rd} > T_{Ed}$ , dunque le verifiche risultano soddisfatte.

Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

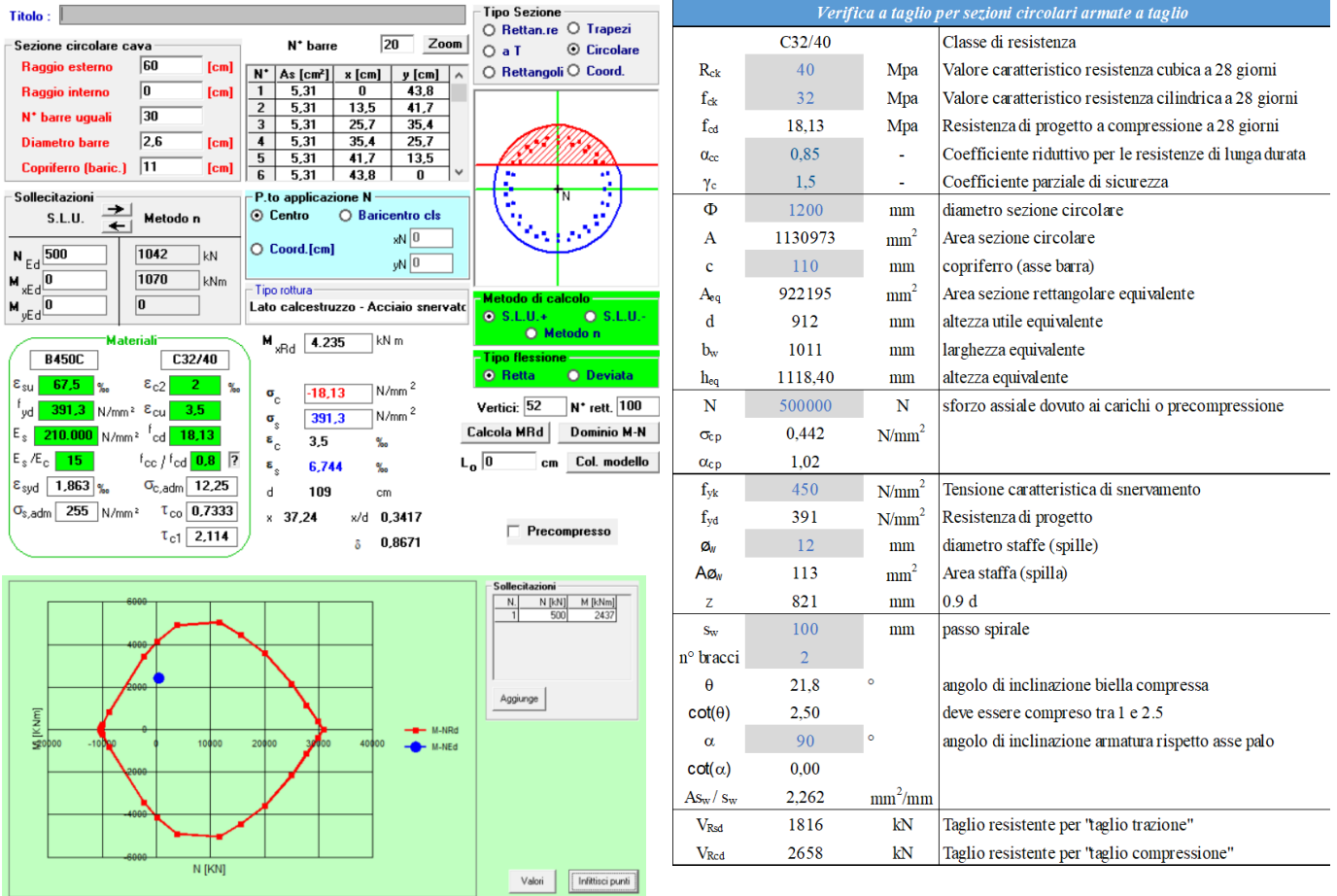


Figura 10 – Calcolo momento e taglio resistenti, M<sub>rd</sub> e T<sub>rd</sub>.

### 7.1.7 Verifiche strutturali dei pali SLE (fessurazione)

Analogamente a quanto fatto per le verifiche strutturali dei pali SLU/SLV, si è proceduto a valutare l'andamento del momento sollecitante lungo il palo a partire dalle sollecitazioni agenti in testa, nelle diverse combinazioni di calcolo SLE, riportate in tabella seguente.

Tabella 19 \_ V02 – Spalla SP1: azioni di calcolo SLE.

SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
1842	<b>1042</b>	<b>495</b>	1739	<b>1038</b>	<b>464</b>	1575	<b>1007</b>	<b>413</b>

Nelle figure a seguire si riportano gli andamenti del momento sollecitante per le combinazioni caratteristiche/rara – frequente - quasi permanente.

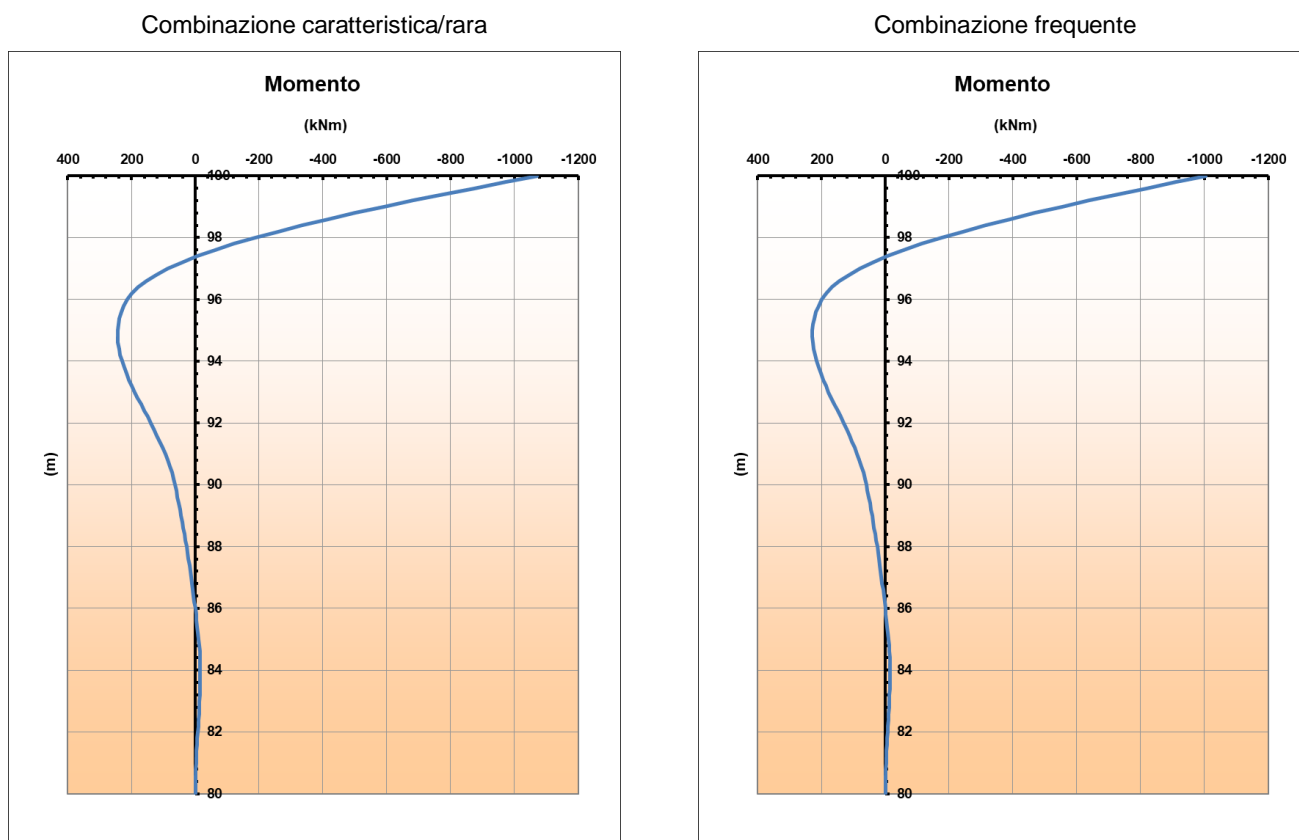


Figura 11 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi rara (sx) e frequente (dx).

Combinazione quasi permanente

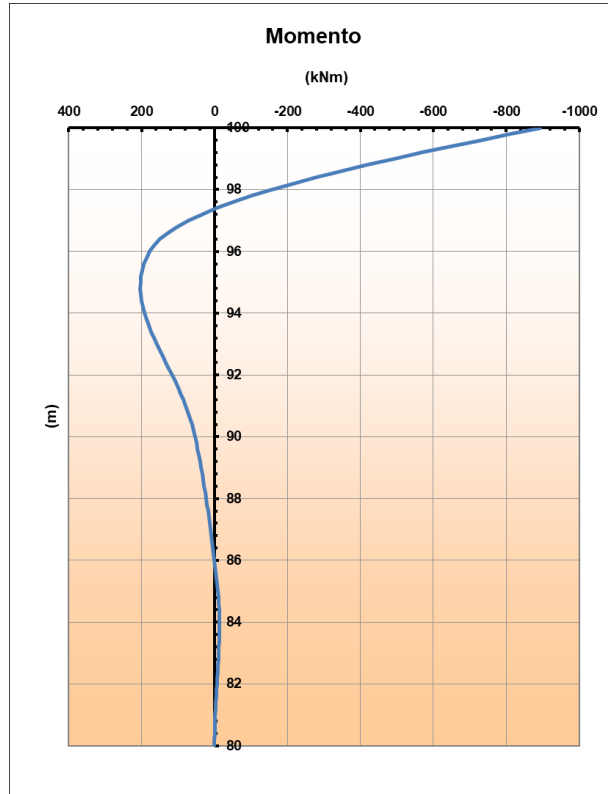


Figura 12 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi permanenti.

Per ogni combinazione SLE, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti, le tensioni nell'acciaio e nel cls e, laddove previsto, il valore massimo di apertura delle fessure (le verifiche sono state condotte assumendo  $N = N_{\min}$ ).

• **Verifica fessurazione SLE- caratteristica/rara**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 11 [cm]

N° barre: 20 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	0	43,8
2	5,31	13,5	41,7
3	5,31	25,7	35,4
4	5,31	35,4	25,7
5	5,31	41,7	13,5
6	5,31	43,8	0

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

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n  
N<sub>Ed</sub>: 0 1042 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 1070 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 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 C32/40  
E<sub>su</sub>: 67,5 % E<sub>c2</sub>: 2 %  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² E<sub>cu</sub>: 3,5  
E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
E<sub>syd</sub>: 1,863 % σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

σ<sub>c</sub>: -6,708 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 104,6 N/mm²  
ε<sub>s</sub>: 0,4979 ‰  
d: 109 cm  
x: 53,45 x/d: 0,4904  
δ: 1

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 4  
 Precompresso

SLE - caratteristica/rara			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
1070	104.6	6.7	30 Ø 26 + 20 Ø 26

Risulta quindi:

$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$  e  $\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$ .

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.



• **Verifica fessurazione SLE- frequente**

SLE - frequente			
$M_{Ed}$ (kNm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Armatura longitudinale
1003	95.7	6.3	30 Ø 26 + 20 Ø 26

Risulta quindi:

$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$  e  $\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

**TITOLO :** [ ]

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 11 [cm]

**N° barre** [20] Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	0	43,8
2	5,31	13,5	41,7
3	5,31	25,7	35,4
4	5,31	35,4	25,7
5	5,31	41,7	13,5
6	5,31	43,8	0

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$  0 1038 [kN]  
 $M_{xEd}$  0 1003 [kNm]  
 $M_{yEd}$  0 0

**Materiali**

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  210.000 N/mm²  $f_{cd}$  18,13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8 [?]  
 $\epsilon_{syd}$  1,863 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

$\sigma_c$  -6,297 N/mm²  
 $\sigma_s$  95,66 N/mm²

$\epsilon_s$  0,4595 ‰  
d 109 cm  
x 54,15 x/d 0,4968  
 $\delta$  1

Vertici: 52  
N° iterazioni: 4  
Precompresso

**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. NTC 2018**

**Geometria della sezione**

Altezza della sezione D 1200 [mm]  
Altezza utile della sezione d 1069,2 [mm]  
Armatura tesa ordinaria  
Numero di ferri tesi presenti nella sezione  $n_{t,1}$  30 [-]  
Diametri dei ferri tesi presenti nella sezione  $\phi_{t,1}$  26 [mm]  
Copriferro (netto barra)  $c_1$  97 [mm]  
Area dei ferri tesi presenti nella sezione  $A_{st,1}$  15928 [mm²]  
Armatura tesa di infittimento  
Numero di ferri tesi presenti nella sezione  $n_{t,2}$  20 [-]  
Diametri dei ferri tesi presenti nella sezione  $\phi_{t,2}$  26 [mm]  
Copriferro (netto barra)  $c_2$  149 [mm]  
Area dei ferri tesi presenti nella sezione  $A_{st,2}$  10619 [mm²]

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo  $f_{ck}$  32 [MPa]  
Resistenza a trazione media del calcestruzzo  $f_{ctm}$  3,02 [MPa]  
Modulo di elasticità del calcestruzzo  $E_{cm}$  33346 [MPa]  
Resistenza a snervamento dell'acciaio  $f_{yk}$  450 [MPa]  
Modulo di elasticità dell'acciaio  $E_s$  210000 [MPa]

**Caratteristiche delle sollecitazioni**

Momento M 1003,00 [kNm]  
Sforzo normale N 1038,00 [kN]  
Asse neutro della sezione  $y_{a,n}$  54,15 [mm]  
Tensione massima nell'armatura tesa  $\sigma_{s,max}$  95,66 [MPa]  
Tensione nel calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$  6,3 [MPa]

**DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Tensione media delle armature presenti nella zona tesa  $\sigma_{s,med}$  87,1 [MPa]  
Altezza efficace  $h_{c,eff}$  219,50 [mm]  
Coefficiente di omogeneizzazione  $\alpha_e$  6,3 [-]  
Fattore di durata del carico  $K_t$  0,4 [-]  
Area totale delle armature presenti nella zona tesa  $A_s$  5309,29 [mm²]  
Area efficace tesa di calcestruzzo  $A_{c,eff}$  141671,05 [mm²]  
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso  $\rho_{eff}$  0,0375  
Resistenza media di trazione del calcestruzzo  $f_{ct,med}$  3,02 [MPa]  
Deformazione unitaria media delle barre  $\epsilon_{sm}$  0,0 [-]  
Diametro equivalente delle barre  $\phi_{eq}$  26,00 [mm]  
Spaziatura tra le barre s 76,44 [mm]  
Spaziatura massima di riferimento  $s_{max,rif}$  550,00 [mm]  
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione  $K_1$  0,80  
 $K_2$  0,50  
 $K_3$  3,40  
 $K_4$  0,425  
Distanza media tra le fessure  $\Delta s_m$  263,38 [mm]  
Ampiezza limite delle fessure  $w_{k,lim}$  0,30 [mm]  
Ampiezza delle fessure (di calcolo)  $w_k$  0,111 [mm]

Risulta quindi:

$w_k = 0.111 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ .

• **Verifica fessurazione SLE- quasi permanente**

SLE – quasi permanente			
$M_{Ed}$ (kNm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Armatura longitudinale
893	82.03	5.6	30 $\emptyset$ 26 + 20 $\emptyset$ 26

Risulta quindi:

$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.45f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$  e  $\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 11 [cm]

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n  
N<sub>Ed</sub>: 0 [kN] 1007 [kN]  
M<sub>xEd</sub>: 0 [kNm] 893 [kNm]  
M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm] 0 [kNm]

**Materiali**  
B450C C32/40  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 210.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 18.13 ‰  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8 ‰  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.863 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 12.25 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$ : 295 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.7333 ‰  
 $\tau_{c1}$ : 2.114 ‰

**Verifica**  
Vertici: 52  
N° iterazioni: 4  
 Precompresso

**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. NTC 2018**

**Geometria della sezione**

Altezza della sezione: D = 1200 [mm]  
Altezza utile della sezione: d = 1069.2 [mm]  
Armatura tesa ordinaria  
Numero di ferri tesi presenti nella sezione:  $n_{f,1}$  = 30 [-]  
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione:  $\phi_{f,1}$  = 26 [mm]  
Copriferro (netto barra): c<sub>1</sub> = 97 [mm]  
Area dei ferri tesi presenti nella sezione:  $A_{sf,1}$  = 15928 [mm<sup>2</sup>]  
Armatura tesa di infittimento  
Numero di ferri tesi presenti nella sezione:  $n_{f,2}$  = 20 [-]  
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione:  $\phi_{f,2}$  = 26 [mm]  
Copriferro (netto barra): c<sub>2</sub> = 149 [mm]  
Area dei ferri tesi presenti nella sezione:  $A_{sf,2}$  = 10619 [mm<sup>2</sup>]

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cilindrica dal calcestruzzo:  $f_{ck}$  = 32 [MPa]  
Resistenza a trazione media del calcestruzzo:  $f_{ctm}$  = 3.02 [MPa]  
Modulo di elasticità del calcestruzzo:  $E_{cm}$  = 33346 [MPa]  
Resistenza a snervamento dell'acciaio:  $f_{yk}$  = 450 [MPa]  
Modulo di elasticità dell'acciaio:  $E_s$  = 210000 [MPa]

**Caratteristiche delle sollecitazioni**

Momento: M = 893,00 [kNm]  
Sforzo normale: N = 1007,00 [kN]  
Asse neutro della sezione:  $y_{a,n}$  = 55,24 [mm]  
Tensione massima nell'armatura tesa:  $\sigma_{s,max}$  = 82,03 [MPa]  
Tensione nel calcestruzzo:  $\sigma_{c,max}$  = 5,6 [MPa]

**DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Tensione media delle armature presenti nella zona tesa:  $\sigma_{s,med}$  = 82,0 [MPa]  
Altezza efficace:  $h_{c,eff}$  = 215,87 [mm]  
Coefficiente di omogeneizzazione:  $\alpha_e$  = 6,3 [-]  
Fattore di durata del carico:  $k_t$  = 0,4 [-]  
Area totale delle armature presenti nella zona tesa:  $A_s$  = 5309,29 [mm<sup>2</sup>]  
Area efficace tesa di calcestruzzo:  $A_{c,eff}$  = 138310,80 [mm<sup>2</sup>]  
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso:  $\rho_{eff}$  = 0,0384  
Resistenza media di trazione del calcestruzzo:  $f_{ct,m}$  = 3,02 [MPa]  
Deformazione unitaria media delle barre:  $\epsilon_{sm}$  = 0,0 [-]  
Diametro equivalente delle barre:  $\phi_{eq}$  = 26,00 [mm]  
Spaziatura tra le barre: s = 76,44 [mm]  
Spaziatura massima di riferimento:  $s_{max,rif}$  = 550,00 [mm]  
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione:  $k_1$  = 0,80;  $k_2$  = 0,50;  $k_3$  = 3,40;  $k_4$  = 0,425  
Distanza media tra le fessure:  $\Delta s_m$  = 261,73 [mm]  
Ampiezza limite delle fessure:  $w_{k,lim}$  = 0,20 [mm]  
Ampiezza delle fessure (di calcolo):  $w_k$  = 0,104 [mm]

Risulta quindi:

$w_k = 0.104 \text{ mm} < w_{lim} = 0.2 \text{ mm}$ .

## 7.2 PILE 1 - 2 - 3 - 4 - 5 - 6

### 7.2.1 Geometria dell'opera e modello geotecnico

Nelle tabelle a seguire sono descritte sinteticamente le caratteristiche della palificata ed il modello geotecnico di calcolo utilizzato per le verifiche.

Tabella 20 \_ V02 – Pile 1÷6: caratteristiche palificata.

V02:	Numero di pali	Diametro pali	Lunghezza pali
PILE 1 ÷ 6	[-]	[m]	[m]
	6	1.2	25

Tabella 21 \_ V02 – Pile 1÷6: modello geotecnico di calcolo.

V02:	z	Unità	$\gamma$	$\phi'$	c'	$c_u$	E'
PILE 1 ÷ 6	[m da t.p.]	geotecnica	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
	0 ÷ 12	All	18.5	38	0	-	30
	12 ÷ 20	Bis-1	20	-	-	200	200
	20 ÷ 25	Bis-2	22	40	0	-	400

La quota della falda è stata assunta alla profondità di 4 m da testa palo.

### 7.2.2 Azioni di calcolo

Nella tabella a seguire sono riportati i valori delle azioni di progetto determinati in testa ai singoli pali a partire dalle azioni globali ottenute dal calcolo strutturale, nelle diverse combinazioni (SLE, SLU ed SLV). Nello specifico, per ogni combinazione sono riportati i valori massimi e minimi dei carichi assiali ( $N_{max}$ ,  $N_{min}$ ) e trasversali ( $T_{max}$ ); per le azioni assiali, N, sono positivi i valori di compressione, mentre i valori negativi indicano azioni di trazione.

Tabella 22 \_ V02 – Pile 1÷6: Azioni di calcolo.

PILE	SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE			SLU STR				SLV			
	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
-																	
1	3470	1693	108	2801	1966	61	2362	1979	53	3752	4668	1482	157	2305	3193	1050	281
2	3578	1774	90	2841	2063	43	2361	2069	37	3857	4882	1642	133	2319	3290	1092	263
3	3552	1757	76	2791	2087	24	2330	2127	21	3851	4803	1545	113	2327	3365	1028	249
4	3524	1798	68	2750	2137	7	2293	2213	5	3882	4803	1603	102	2361	3473	986	237
5	3586	1772	70	2809	2119	15	2330	2158	13	3878	4887	1561	105	2356	3568	918	247
6	3563	1863	81	2798	2121	33	2428	2141	29	3936	4845	1664	119	2389	3745	864	268

### 7.2.3 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali

Nella tabella a seguire vengono riportate le azioni di progetto SLU/SLV.

Tabella 23 \_ V02 – Pile 1÷6: Azioni di calcolo in testa ai pali, SLU/SLV.

PILE	SLU STR			SLV		
	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]
1	3752	4668	1482	2305	3193	1050
2	3857	4882	1642	2319	3290	1092
3	3851	4803	1545	2327	3365	1028
4	3882	4803	1603	2361	3473	986
5	3878	<b>4887</b>	1561	2356	3568	918
6	<b>3936</b>	4845	1664	2389	3745	864

Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 24 \_ V02 – Pile 1÷6: Sintesi delle verifiche geotecniche nei confronti dei carichi assiali (SLU/SLV).

Opera: V02	Azioni assiali					Resistenza e verifica del palo singolo				Resistenza e verifica del palo in gruppo	
	N <sub>max</sub>	N <sub>med</sub>	W <sub>p</sub>	F <sub>d</sub>	F <sub>d,med</sub>	R <sub>L,cal</sub>	R <sub>B,cal</sub>	R <sub>c,d</sub>	R <sub>c,d</sub> /F <sub>d</sub>	R' <sub>d</sub> = η R <sub>c,d</sub>	R' <sub>d</sub> / F <sub>d,med</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
PILE 1 ÷ 6	4887	3936	707	5806	4855	5594	11310	7790	1.34	5453	1.12

### 7.2.4 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali

Nella tabella a seguire vengono riportate le azioni di progetto determinati SLU/SLV.

Tabella 25 \_ V02 – Pile 1÷6: azioni di calcolo SLU/SLV.

PILE	SLU STR				SLV			
			Nmin [kN]	Tmax [kN]			Nmin [kN]	Tmax [kN]
1			1482	157			1050	<b>281</b>
2			1642	133			1092	263
3			1545	113			1028	249
4			1603	102			986	237
5			1561	105			918	247
6			1664	119			<b>864</b>	268

La verifica è stata condotta nei confronti del valore massimo della sollecitazione trasversale,  $F_{T,d} = T_{max}$ . Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 26 \_ V02 – Pile P1÷6: Sintesi verifica geotecnica nei confronti delle azioni trasversali (SLU/SLV)

Opera: V102	Azione trasversale	Verifica				
	$F_{T,d}$	Armatura longitudinale	$M_y$	$R_{T,cal}$	$R_{T,d}$	$R_{T,d}/F_{T,d}$
	[kN]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
<b>PILE 1÷6</b>	281	30 $\phi$ 26	2996	2245	1016	3.62

### 7.2.5 Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli dei cedimenti dei pali, considerati come isolati e con riferimento alla palificata, sollecitati a carico assiale in condizioni SLE.

In tabella,  $N_{med,max}$  rappresenta il valore massimo dell'azione assiale media in testa ai pali, determinato in condizioni di esercizio. Con riferimento a tale valore, sono stati determinati i corrispondenti valori del cedimento del singolo palo,  $w_i$ , e del gruppo di pali,  $w_g$ .

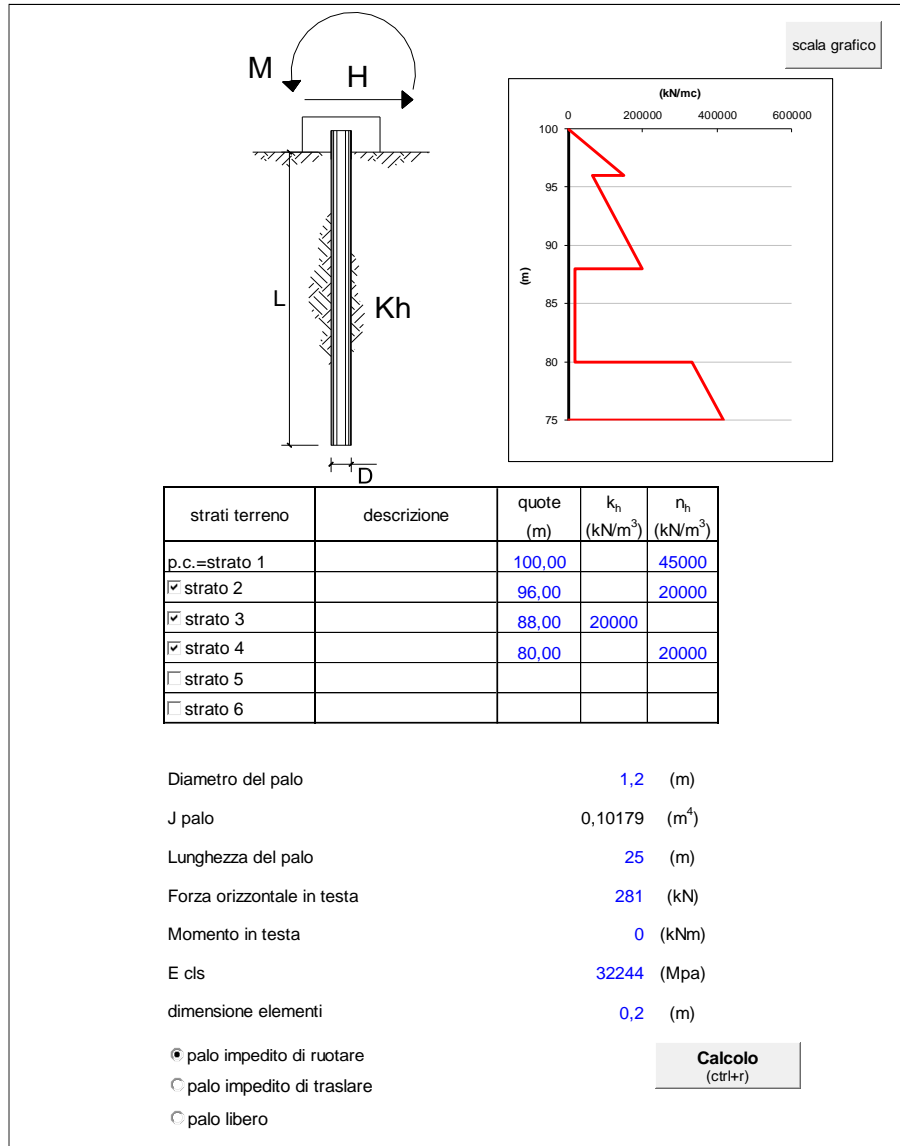
Tabella 27 \_ V02 – Pile P1÷6: Sintesi calcolo dei cedimenti (SLE)

Opera: V02	Geometria palificata					Azioni assiali e cedimenti del singolo palo e della palificata		
	np	D	L	R	Rg	$N_{max}$	$w_{i,max}$	$w_{g,max}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]
<b>PILE 1 ÷ 6</b>	6	1.20	25	0.93	0.69	2919	1.72	7.12

### 7.2.6 Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV

Nel caso di pali, soggetti a carichi orizzontali, il terreno viene simulato come mezzo alla Winkler, modellato quindi come un letto di molle di rigidità  $k_h$  variabile con la profondità.

A seguire si riporta l'andamento del taglio e del momento sollecitanti lungo l'intero palo, determinati per un valore di progetto dell'azione orizzontale  $F_{T,d} = 281$  kN.



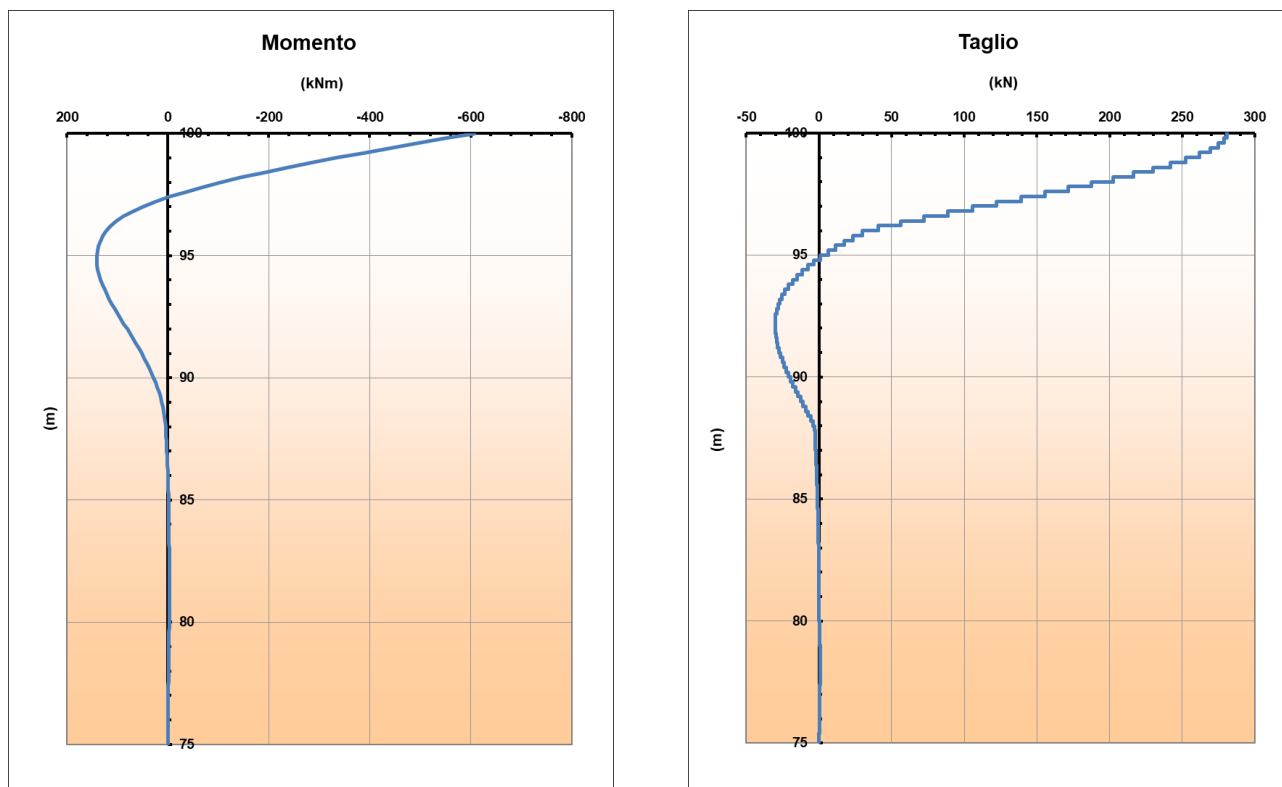


Figura 13 – Andamento del momento e del taglio lungo il palo.

Nella tabella che segue si riportano i valori delle sollecitazioni massime agenti (momento flettente  $M_{Ed}$  e taglio  $T_{Ed}$ ) e delle azioni resistenti (momento  $M_{Rd}$  e taglio  $T_{Rd}$  resistenti), determinati per le corrispondenti armature di verifica, longitudinale e trasversale.

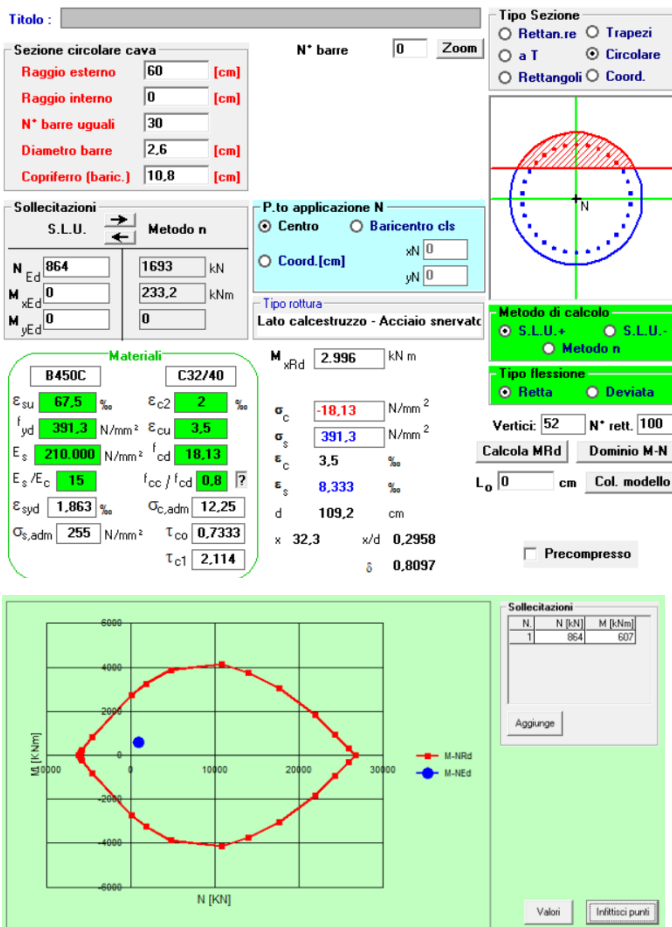
Tabella 28 \_ V02 – Pile 1-6: armatura longitudinale e valori di progetto di sollecitazioni e resistenze (M e T).

SLU/SLV			
$M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	FS	Armatura longitudinale
607	2996	4.9	30 Ø 26
$T_{Ed}$ (kN)	$T_{Rd}$ (kN)	FS	Armatura trasversale
281	842	3.0	Ø 10/15 (2 bracci)

In tutti i casi risulta  $M_{Rd} > M_{Ed}$  e  $T_{Rd} > T_{Ed}$ , dunque le verifiche risultano soddisfatte.



Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE



Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio			
Classe di resistenza			
$R_{ck}$	40	Mpa	Valore caratteristico resistenza cubica a 28 giorni
$f_{ck}$	32	Mpa	Valore caratteristico resistenza cilindrica a 28 giorni
$f_{cd}$	18,13	Mpa	Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni
$\alpha_{cc}$	0,85	-	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\gamma_c$	1,5	-	Coefficiente parziale di sicurezza
$\Phi$	1200	mm	diametro sezione circolare
A	1130973	mm <sup>2</sup>	Area sezione circolare
c	108	mm	copriferro (asse barra)
$A_{s,q}$	923499	mm <sup>2</sup>	Area sezione rettangolare equivalente
d	913	mm	altezza utile equivalente
$b_w$	1011	mm	larghezza equivalente
$h_{eq}$	1118,38	mm	altezza equivalente
N	1305000	N	sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione
$\sigma_p$	1,154	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha_{cp}$	1,06		
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto
$\phi_w$	10	mm	diametro staffe (spille)
$A_{\phi_w}$	79	mm <sup>2</sup>	Area staffa (spilla)
z	822	mm	0.9 d
$S_w$	150	mm	passo spirale
n° bracci	2		
$\theta$	21,8	°	angolo di inclinazione biella compressa
$\cot(\theta)$	2,50		deve essere compreso tra 1 e 2.5
$\alpha$	90	°	angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo
$\cot(\alpha)$	0,00		
$A_{S_w} / S_w$	1,047	mm <sup>2</sup> /mm	
$V_{Rsd}$	842	kN	Taglio resistente per "taglio trazione"
$V_{Rcd}$	2764	kN	Taglio resistente per "taglio compressione"

Figura 14 – Calcolo momento e taglio resistenti,  $M_{rd}$  e  $T_{rd}$ .

### 7.2.7 Verifiche strutturali dei pali SLE (fessurazione)

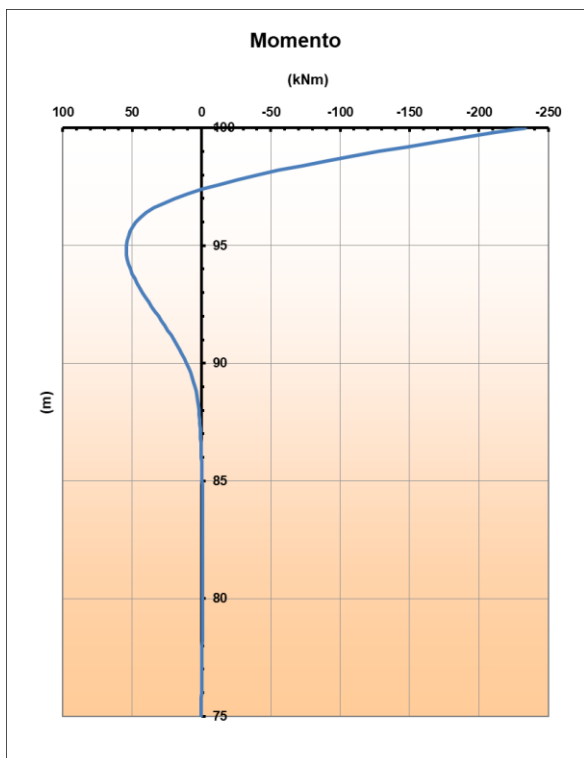
Analogamente a quanto fatto per le verifiche strutturali dei pali SLU/SLV, si è proceduto a valutare l'andamento del momento sollecitante lungo il palo a partire dalle sollecitazioni agenti in testa, nelle diverse combinazioni di calcolo SLE, riportate in tabella seguente.

Tabella 29 \_ V02 – Pile P1-6 SP1: azioni di calcolo SLE.

PILE	SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
1	3470	<b>1693</b>	<b>108</b>	2801	<b>1966</b>	<b>61</b>	2362	<b>1979</b>	<b>53</b>
2	3578	1774	90	2841	2063	43	2361	2069	37
3	3552	1757	76	2791	2087	24	2330	2127	21
4	3524	1798	68	2750	2137	7	2293	2213	5
5	3586	1772	70	2809	2119	15	2330	2158	13
6	3563	1863	81	2798	2121	33	2428	2141	29

Nelle figure a seguire si riportano gli andamenti del momento sollecitante per le combinazioni caratteristiche/rara – frequente - quasi permanente.

Combinazione caratteristica/rara



Combinazione frequente

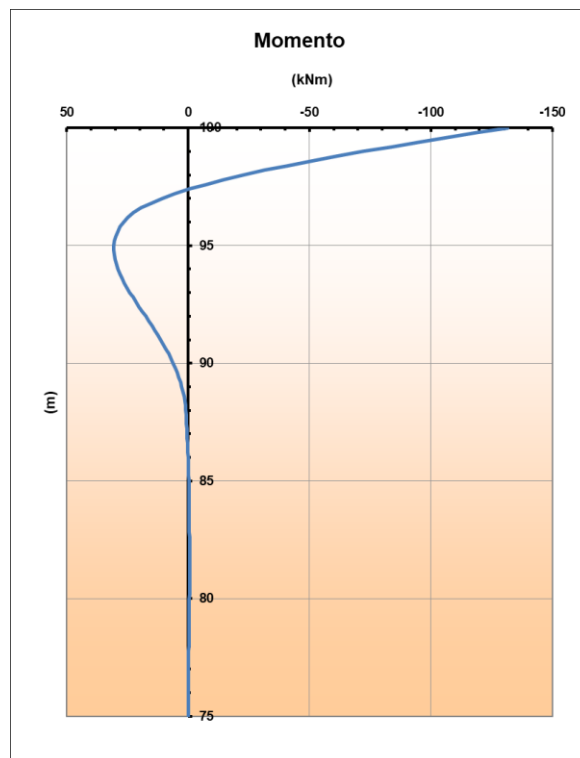


Figura 15 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi rara (sx) e frequente (dx).

Combinazione quasi permanente

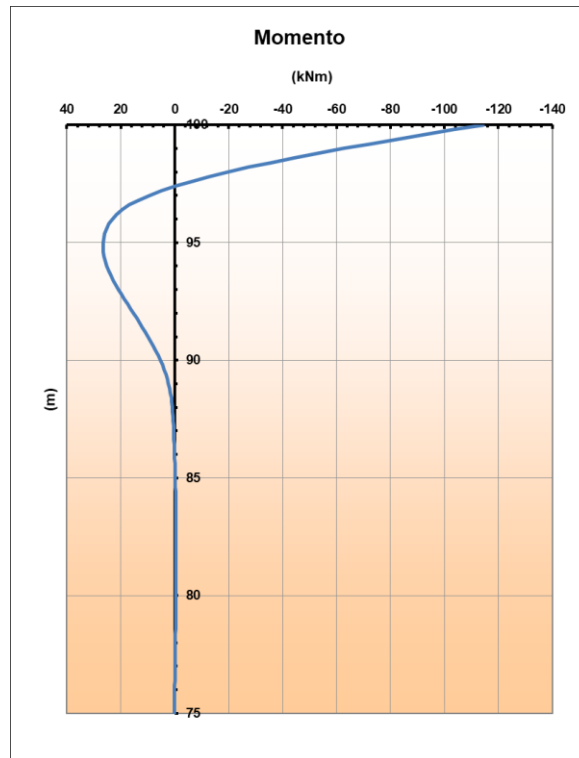


Figura 16 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi permanenti.

Per ogni combinazione SLE, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti, le tensioni nell'acciaio e nel cls e, laddove previsto, il valore massimo di apertura delle fessure (le verifiche sono state condotte assumendo  $N = N_{\min}$ ).

• **Verifica fessurazione SLE- caratteristica/rara**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 864 1693 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 233,2 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 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 C32/40  
ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

σ<sub>c</sub>: -2,313 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub>: -0,02551 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE - caratteristica/rara			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
233.2	-	2.3	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} = 19.2 \text{ MPa e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa.}$$

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

• **Verifica fessurazione SLE- frequente**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 1966 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 132 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 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	C32/40
$\epsilon_{su}$ : 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ : 2 ‰
$f_{yd}$ : 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰
$E_s$ : 210.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ : 18,13
$E_s/E_c$ : 15	$f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8
$\epsilon_{syd}$ : 1,863 ‰	$\sigma_{c,adm}$ : 12,25
$\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ : 0,7333
	$\tau_{c1}$ : 2,114

$\sigma_c$ : -2,046 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : -0,06709 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE - frequente			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Armatura longitudinale
132	-	2.046	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60f_{ck} = 19,2 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

• **Verifica fessurazione SLE- quasi permanente**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Coprifero (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 1979 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 114,4 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 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 C32/40

ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰ σ<sub>c</sub>: -1,975 N/mm<sup>2</sup>  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 210 000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE – quasi permanente			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
114.4	-	1.975	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.45f_{ck} = 14.4 \text{ MPa e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La sezione risulta compressa.

### 7.3 PILE 7 - 8 - 9

#### 7.3.1 Geometria dell'opera e modello geotecnico

Nelle tabelle a seguire sono descritte sinteticamente le caratteristiche della palificata ed il modello geotecnico di calcolo utilizzato per le verifiche.

Tabella 30 \_ V02 – Pile 7÷9: caratteristiche palificata.

V02:	Numero di pali	Diametro pali	Lunghezza pali
PILE 7 e 9	[-]	[m]	[m]
	6	1.2	30
PILA 8	[-]	[m]	[m]
	9	1.2	30

Tabella 31 \_ V02 – Pile 7÷9: modello geotecnico di calcolo.

V02:	z	Unità	$\gamma$	$\varphi'$	$c'$	$c_u$	$E'$
PILE 7 ÷ 9	[m da t.p.]	geotecnica	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[Mpa]
	0 ÷ 12	All	18,5	38	0	-	30
	12 ÷ 25	Bis-1	20	-	-	200	200
	25 ÷ 30	Bis-2	22	40	0	-	400

La quota della falda è stata assunta alla profondità di 4 m da testa palo.

#### 7.3.2 Azioni di calcolo

Nella tabella a seguire sono riportati i valori delle azioni di progetto determinati in testa ai singoli pali a partire dalle azioni globali ottenute dal calcolo strutturale, nelle diverse combinazioni (SLE, SLU ed SLV). Nello specifico, per ogni combinazione sono riportati i valori massimi e minimi dei carichi assiali ( $N_{max}$ ,  $N_{min}$ ) e trasversali ( $T_{max}$ ); per le azioni assiali, N, sono positivi i valori di compressione, mentre i valori negativi indicano azioni di trazione.

Tabella 32 \_ V02 – Pile 7÷9: Azioni di calcolo.

PILE	SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE			SLU STR				SLV			
	$N_{max}$ [kN]	$N_{min}$ [kN]	$T_{max}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]	$N_{min}$ [kN]	$T_{max}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]	$N_{min}$ [kN]	$T_{max}$ [kN]	$N_{med}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]	$N_{min}$ [kN]	$T_{max}$ [kN]	$N_{med}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]	$N_{min}$ [kN]	$T_{max}$ [kN]
-																	
7	3667	1677	96	2931	1992	52	2473	2018	45	3835	5009	1423	140	2366	3856	673	299
8	2203	1086	66	1867	1421	22	1640	1435	22	2551	2935	924	98	1641	2541	532	237
9	3492	1456	112	2787	1919	65	2539	1957	56	3845	4611	1109	164	2403	3839	504	312

### 7.3.3 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali

Nelle tabelle seguenti sono riportate una sintesi delle azioni di progetto SLU/SLV e delle verifiche effettuate.

Tabella 33 \_ V02 – Pile 7÷9: Azioni di calcolo in testa ai pali, SLU/SLV.

PILE	SLU STR				SLV			
	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]		Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	
7	3835	5009	1423		2366	3856	673	
8	2551	2935	924		1641	2541	532	
9	3845	4611	1109		2403	3839	504	

Tabella 34 \_ V02 – Pile 7÷9: Sintesi delle verifiche geotecniche nei confronti dei carichi assiali (SLU/SLV).

Opera: V02	Azioni assiali					Resistenza e verifica del palo singolo				Resistenza e verifica del palo in gruppo	
	N <sub>max</sub>	N <sub>med</sub>	W <sub>p</sub>	F <sub>d</sub>	F <sub>d,med</sub>	R <sub>L,cal</sub>	R <sub>B,cal</sub>	R <sub>c,d</sub>	R <sub>c,d</sub> /F <sub>d</sub>	R' <sub>d</sub> = η R <sub>c,d</sub>	R' <sub>d</sub> / F <sub>d,med</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Pile 7÷9	5009	3845	848	6112	4947	7309	11310	8667	1.41	6067	1.23

### 7.3.4 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali

Nella tabella a seguire vengono riportate le azioni di progetto determinati SLU/SLV.

Tabella 35 \_ V02 – Pile 7÷9: azioni di calcolo SLU/SLV.

PILE	SLU STR				SLV			
			Nmin [kN]	Tmax [kN]			Nmin [kN]	Tmax [kN]
7			1423	140			673	299
8			924	98			532	237
9			1109	164			504	312

La verifica è stata condotta nei confronti del valore massimo della sollecitazione trasversale,  $F_{T,d} = T_{max}$ . Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 36 \_ V02 – Pile 7÷9: Sintesi verifica geotecnica nei confronti delle azioni trasversali (SLU/SLV)

Opera: V02	Azione trasversale	Verifica				
		F <sub>T,d</sub>	Armatura longitudinale	My	R <sub>T,cal</sub>	R <sub>T,d</sub>
	[kN]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
Pile 7÷9	312	30 φ 26	2885	2190	991	3.2



### 7.3.5 Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli dei cedimenti dei pali, considerati come isolati e con riferimento alla palificata, sollecitati a carico assiale in condizioni SLE.

In tabella,  $N_{med,max}$  rappresenta il valore massimo dell'azione assiale media in testa ai pali, determinato in condizioni di esercizio. Con riferimento a tale valore, sono stati determinati i corrispondenti valori del cedimento del singolo palo,  $w_i$ , e del gruppo di pali,  $w_g$ .

Tabella 37 \_ V02 – Pile 7 e 9: Sintesi calcolo dei cedimenti (SLE)

Opera: V02	Geometria palificata					Azioni assiali e cedimenti del singolo palo e della palificata		
	np	D	L	R	Rg	$N_{max}$	$w_{i,max}$	$w_{g,max}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]
<b>PILE 7 e 9</b>	6	1.20	30	0.85	0.77	2852	1.33	6.13

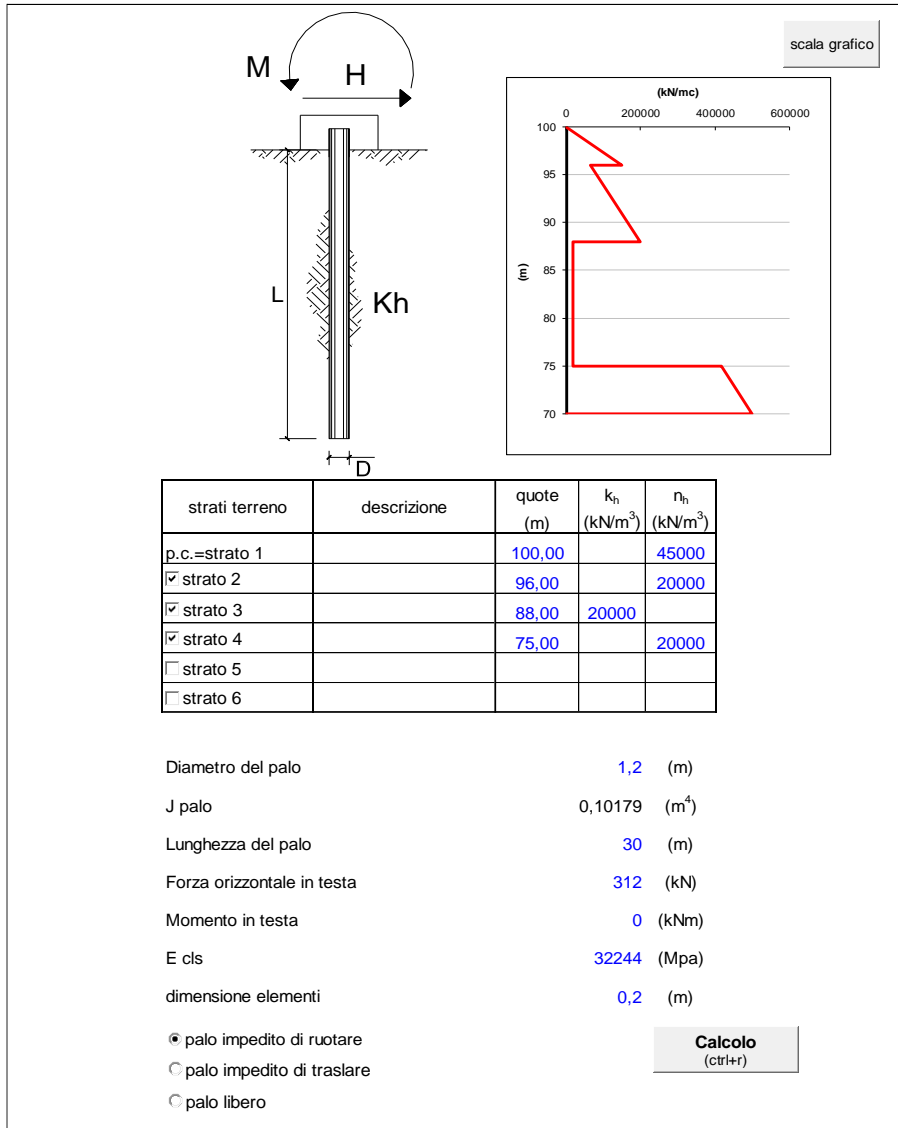
Tabella 38 \_ V02 – Pila 8: Sintesi calcolo dei cedimenti (SLE)

Opera: V02	Geometria palificata					Azioni assiali e cedimenti del singolo palo e della palificata		
	np	D	L	R	Rg	$N_{max}$	$w_{i,max}$	$w_{g,max}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]
<b>PILA 8</b>	9	1.20	30	1.04	0.60	2852	1.33	7.19

### 7.3.6 Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV

Nel caso di pali, soggetti a carichi orizzontali, il terreno viene simulato come mezzo alla Winkler, modellato quindi come un letto di molle di rigidità  $k_h$  variabile con la profondità.

A seguire si riporta l'andamento del taglio e del momento sollecitanti lungo l'intero palo, determinati per un valore di progetto dell'azione orizzontale  $F_{T,d} = 312$  kN.



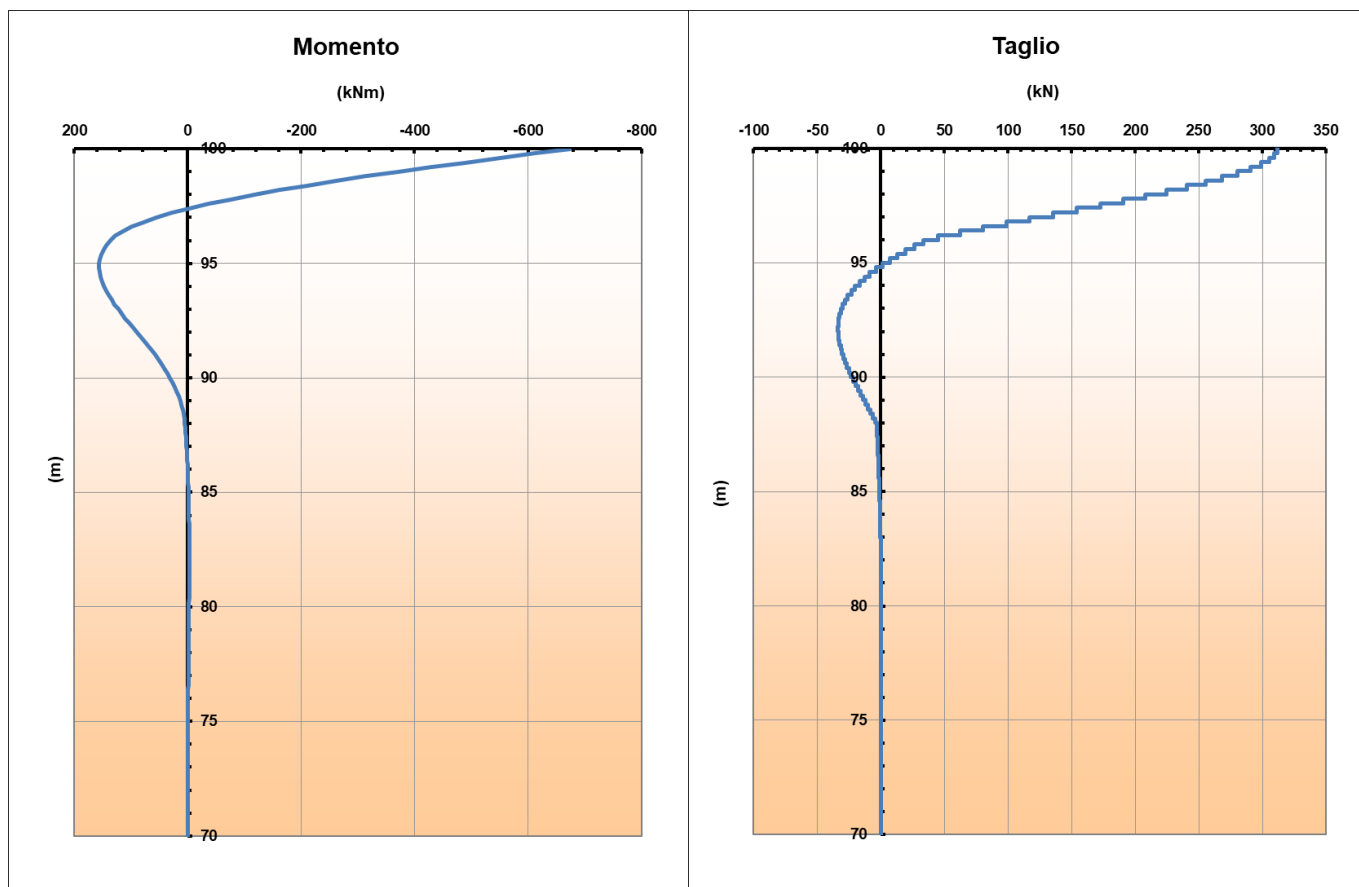


Figura 17 – Andamento del momento e del taglio lungo il palo.

Nella tabella che segue si riportano i valori delle sollecitazioni massime agenti (momento flettente  $M_{Ed}$  e taglio  $T_{Ed}$ ) e delle azioni resistenti (momento  $M_{Rd}$  e taglio  $T_{Rd}$  resistenti), determinati per le corrispondenti armature di verifica, longitudinale e trasversale.

Tabella 39 \_ V02 – Pile P7÷9: armatura longitudinale e valori di progetto di sollecitazioni e resistenze (M e T).

SLU/SLV			
$M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	FS	Armatura longitudinale
674	2885	4.3	30 Ø 26
$T_{Ed}$ (kN)	$T_{Rd}$ (kN)	FS	Armatura trasversale
312	842	2.7	Ø 10/15 (2 bracci)

In tutti i casi risulta  $M_{Rd} > M_{Ed}$  e  $T_{Rd} > T_{Ed}$ , dunque le verifiche risultano soddisfatte.

Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

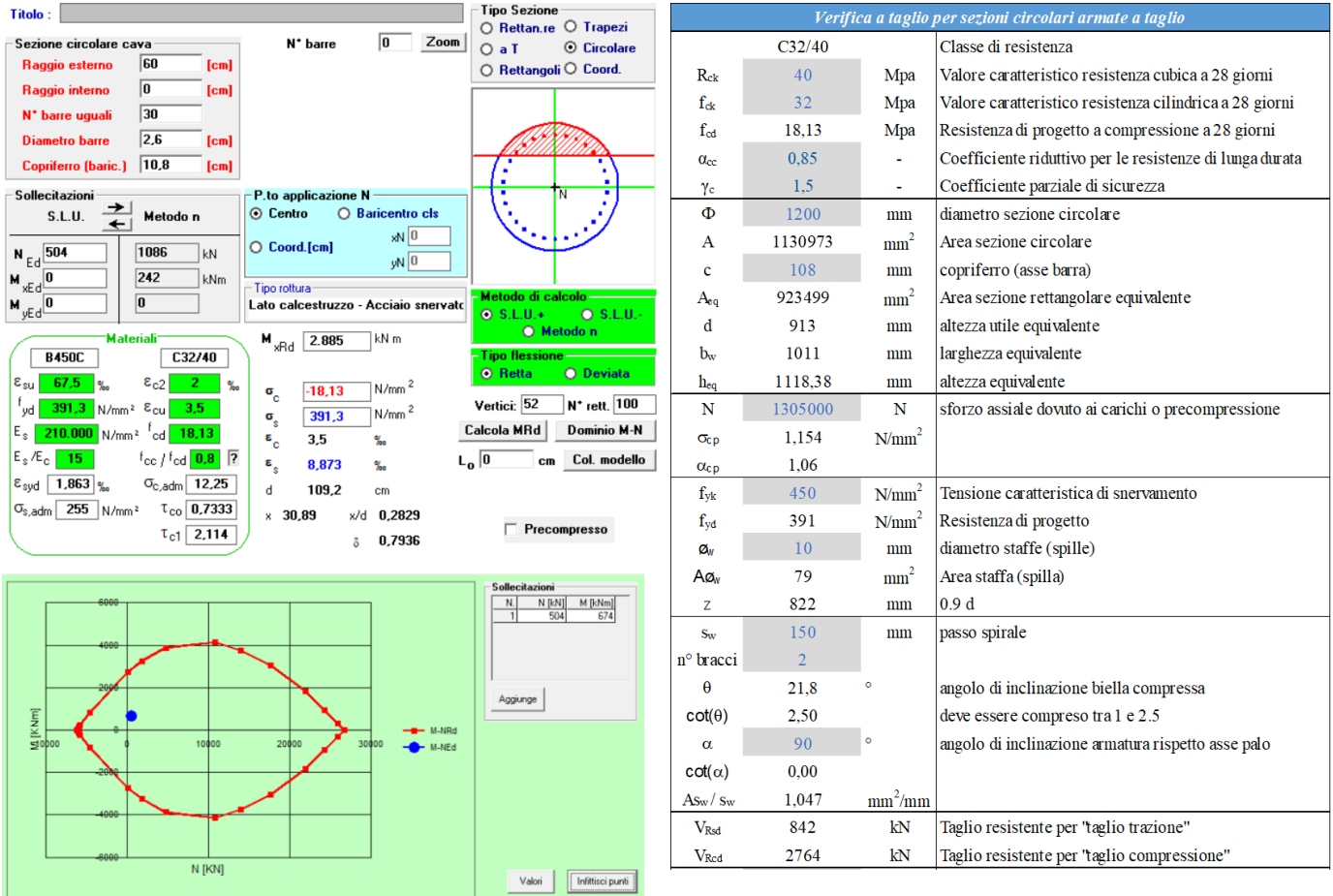


Figura 18 – Calcolo momento e taglio resistenti,  $M_{rd}$  e  $T_{rd}$ .

### 7.3.7 Verifiche strutturali dei pali SLE (fessurazione)

Analogamente a quanto fatto per le verifiche strutturali dei pali SLU/SLV, si è proceduto a valutare l'andamento del momento sollecitante lungo il palo a partire dalle sollecitazioni agenti in testa, nelle diverse combinazioni di calcolo SLE, riportate in tabella seguente.

Tabella 40 \_ V02 – Pile P7÷9: azioni di calcolo SLE.

PILE	SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
7	3667	1677	96	2931	1992	52	2473	2018	45
8	2203	<b>1086</b>	66	1867	<b>1421</b>	22	1640	<b>1435</b>	22
9	3492	1456	<b>112</b>	2787	1919	<b>65</b>	2539	1957	<b>56</b>

Nelle figure a seguire si riportano gli andamenti del momento sollecitante per le combinazioni caratteristiche/rara – frequente - quasi permanente.

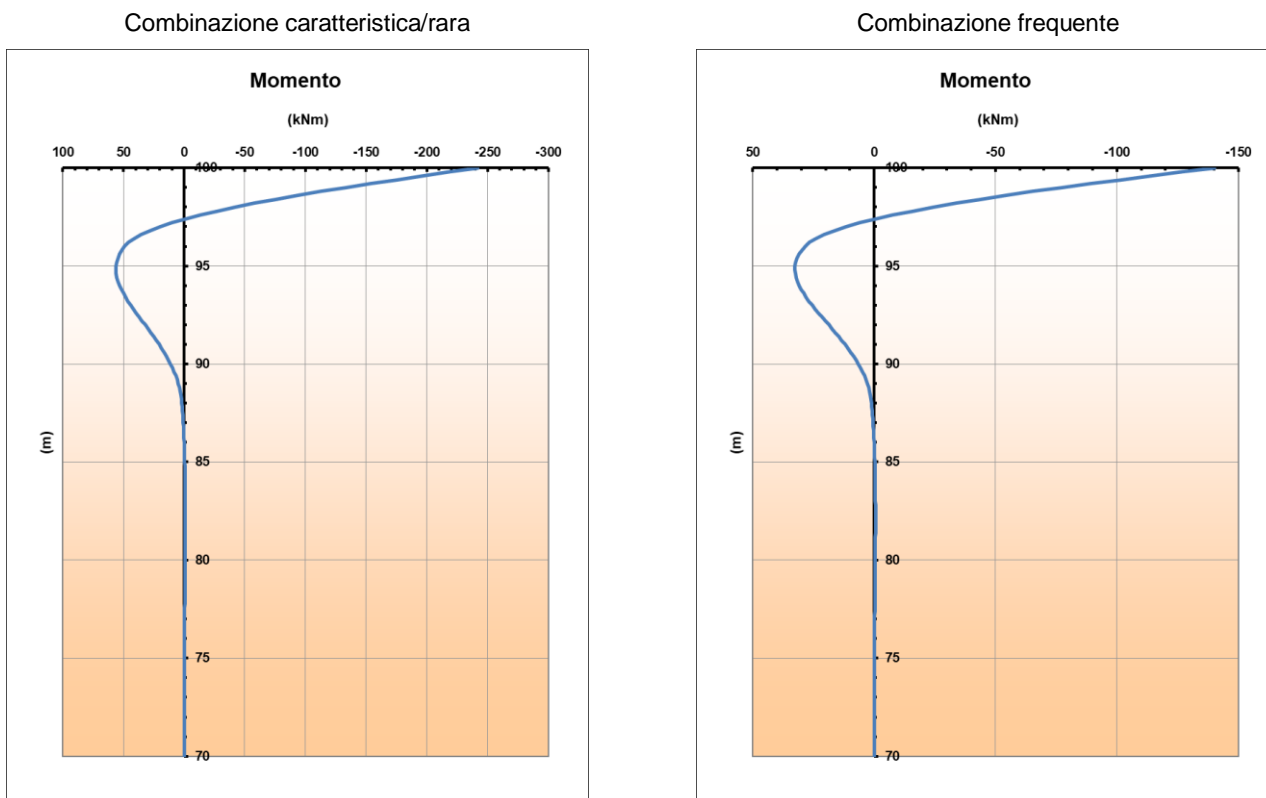


Figura 19 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi rara (sx) e frequente (dx).

Combinazione quasi permanente

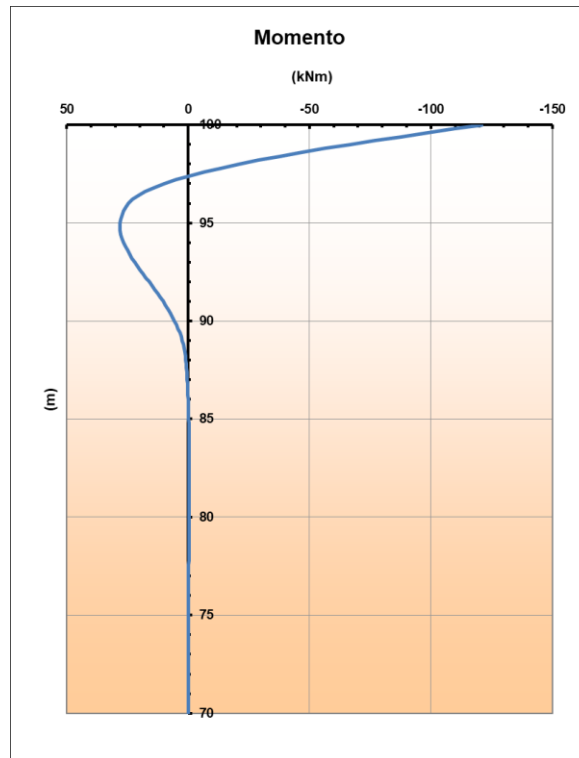


Figura 20 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi permanenti.

Per ogni combinazione SLE, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti, le tensioni nell'acciaio e nel cls e, laddove previsto, il valore massimo di apertura delle fessure (le verifiche sono state condotte assumendo  $N = N_{\min}$ ).

• **Verifica fessurazione SLE- caratteristica/rara**

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

**Sollecitazioni**  
 S.L.U.  Metodo n   
 N<sub>Ed</sub>: 504 1086 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 242 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 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		C32/40	
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5 ‰
$E_s$	210.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	18,13
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,863 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0,7333
		$\tau_{c1}$	2,114

$\sigma_c$ : -1,939 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 2,533 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0,01206 ‰  
 d: 109,2 cm  
 x: 100,5 x/d: 0,9199  
 $\delta$ : 1

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 3  
 Precompresso

SLE - caratteristica/rara			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Armatura longitudinale
242	2.5	1.939	30 Ø 26

Risulta quindi:

$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60f_{ck} = 19,2 \text{ MPa}$  e  $\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

• **Verifica fessurazione SLE- frequente**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
S.L.U.  Metodo n

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 C32/40  
 $\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  210.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  18,13 ‰  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,863 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25 ‰  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

$\sigma_c$  -1,686 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  -0,03638 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE - frequente			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Armatura longitudinale
140.3	-	1.686	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} = 19.2 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.



• **Verifica fessurazione SLE- quasi permanente**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]  
Raggio interno 0 [cm]  
N° barre uguali 30  
Diametro barre 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.) 10,8 [cm]

N° barre 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 1435 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 121 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

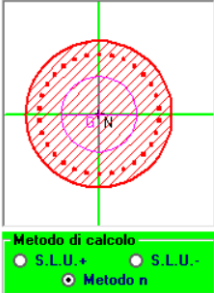
P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

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

Materiali  
B450C C32/40  
ε<sub>cu</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 210.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 18.13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

σ<sub>c</sub> -1.607 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub> -0.04232 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso



SLE – quasi permanente			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
121	-	1.607	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.45f_{ck} = 14.4 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

## 7.4 PILE 10 - 11 - 12 - 13 - 14

### 7.4.1 Geometria dell'opera e modello geotecnico

Nelle tabelle a seguire sono descritte sinteticamente le caratteristiche della palificata, la stratigrafia di progetto ed il modello geotecnico di calcolo utilizzati per le verifiche.

Tabella 41 \_ V02 – Pile 10÷14: caratteristiche palificata.

V02:	Numero di pali	Diametro pali	Lunghezza pali
PILE 10 ÷ 14	[-]	[m]	[m]
	6	1.2	38

Tabella 42 \_ V02 – Pile 10÷14: modello geotecnico di calcolo.

V02:	z	Unità	$\gamma$	$\phi'$	$c'$	$c_u$	$E'$
PILE 10 ÷ 14	[m da t.p.]	geotecnica	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[Mpa]
	0 ÷ 15	All	18.5	38	0	-	30
	12 ÷ 34	Bis-1	20	-	-	200	200
	34 ÷ 38	Bis-2	22	40	0	-	400

La quota della falda è stata assunta alla profondità di 4 m da testa palo.

### 7.4.2 Azioni di calcolo

Nella tabella a seguire sono riportati i valori delle azioni di progetto determinati in testa ai singoli pali a partire dalle azioni globali ottenute dal calcolo strutturale, nelle diverse combinazioni (SLE, SLU ed SLV). Nello specifico, per ogni combinazione sono riportati i valori massimi e minimi dei carichi assiali ( $N_{max}$ ,  $N_{min}$ ) e trasversali ( $T_{max}$ ); per le azioni assiali, N, sono positivi i valori di compressione, mentre i valori negativi indicano azioni di trazione.

Tabella 43 \_ V02 – Pile 10÷14: Azioni di calcolo.

PILE	SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE			SLU STR				SLV			
	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
-																	
10	3578	1702	94	2812	2063	47	2478	2083	40	3936	4871	1588	139	2392	3645	830	261
11	3564	1730	79	2779	2107	28	2410	2136	24	3907	4845	1481	118	2382	3780	681	294
12	3559	1784	70	2765	2150	11	2333	2214	8	3910	4828	1570	105	2388	3661	829	251
13	3542	1783	70	2770	2128	11	2308	2179	9	3880	4739	1580	105	2358	3596	879	264
14	3587	1741	79	2809	2089	28	2370	2126	25	3873	4898	1512	118	2338	3529	967	241

### 7.4.3 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali

Nelle tabelle a seguire vengono riportate le azioni di progetto SLU/SLV ed una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 44 \_ V02 – Pile 10÷14: Azioni di calcolo in testa ai pali, SLU/SLV.

PILE	SLU STR				SLV			
	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]		Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	
10	3936	4871	1588		2392	3645	830	
11	3907	4845	1481		2382	3780	681	
12	3910	4828	1570		2388	3661	829	
13	3880	4739	1580		2358	3596	879	
14	3873	4898	1512		2338	3529	967	

Tabella 45 \_ V02 – Pile 10÷14: Sintesi delle verifiche geotecniche nei confronti dei carichi assiali (SLU/SLV).

Opera: V02	Azioni assiali					Resistenza e verifica del palo singolo				Resistenza e verifica del palo in gruppo	
	N <sub>max</sub>	N <sub>med</sub>	W <sub>p</sub>	F <sub>d</sub>	F <sub>d,med</sub>	R <sub>L,cal</sub>	R <sub>B,cal</sub>	R <sub>c,d</sub>	R <sub>c,d</sub> / F <sub>d</sub>	R' <sub>d</sub> = η R <sub>c,d</sub>	R' <sub>d</sub> / F <sub>d,med</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
<b>Pile 10÷14</b>	4898	3936	1074	6295	5332	9602	11310	9839	1.56	6888	1.29

### 7.4.4 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali

Nelle tabelle a seguire vengono riportate le azioni di progetto SLU/SLV.

Tabella 46 \_ V02 – Pile 10÷14: azioni di calcolo SLU/SLV.

PILE	SLU STR				SLV			
	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
10			1588	139			830	261
11			1481	118			681	294
12			1570	105			829	251
13			1580	105			879	264
14			1512	118			967	241

La verifica è stata condotta nei confronti del valore massimo della sollecitazione trasversale,  $F_{T,d} = T_{max}$ . Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 47 \_ V02 – Pile 10÷14: Sintesi verifica geotecnica nei confronti delle azioni trasversali (SLU/SLV)

Opera: V02	Azione trasversale	Verifica				
	F <sub>T,d</sub>	Armatura longitudinale	My	R <sub>T,cal</sub>	R <sub>T,d</sub>	R <sub>T,d</sub> /F <sub>T,d</sub>
	[kN]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
<b>Pile 10÷14</b>	294	30 φ 26	2940	2212	1001	3.4

#### 7.4.5 Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli dei cedimenti dei pali, considerati come isolati e con riferimento alla palificata, sollecitati a carico assiale in condizioni SLE.

In tabella,  $N_{med,max}$  rappresenta il valore massimo dell'azione assiale media in testa ai pali, determinato in condizioni di esercizio. Con riferimento a tale valore, sono stati determinati i corrispondenti valori del cedimento del singolo palo,  $w_i$ , e del gruppo di pali,  $w_g$ .

Tabella 48 \_ V02 – Pile P10÷P14: Sintesi calcolo dei cedimenti (SLE)

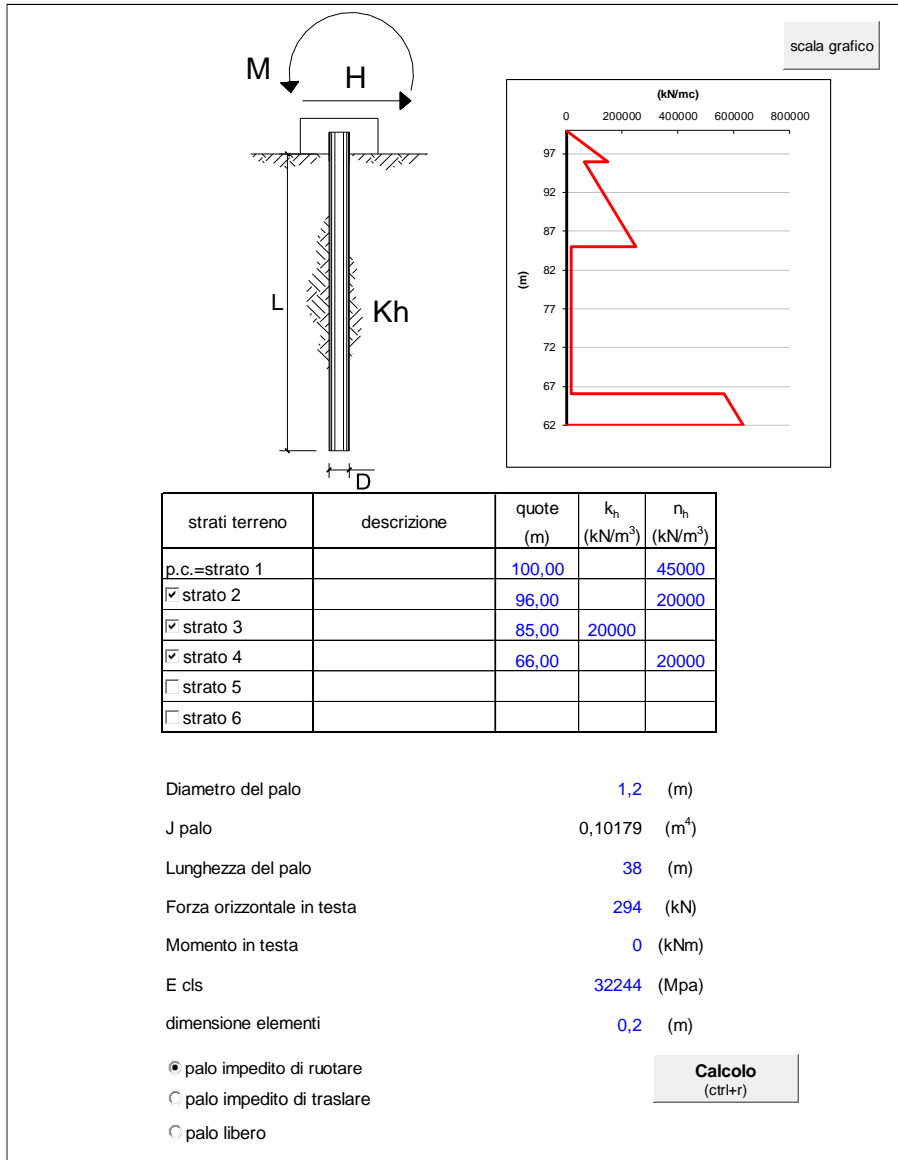
Opera: V02	Geometria palificata					Azioni assiali e cedimenti del singolo palo e della palificata		
	np	D	L	R	Rg	$N_{max}$	$w_{i,max}$	$w_{g,max}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]
<b>PILE 10 ÷ 14</b>	6	1.20	38	0.75	0.89	2919	1.13	6.05

Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

7.4.6 Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV

Nel caso di pali, soggetti a carichi orizzontali, il terreno viene simulato come mezzo alla Winkler, modellato quindi come un letto di molle di costante  $k_h$  variabile con la profondità.

A seguire si riporta l'andamento del taglio e del momento sollecitante lungo l'intero palo avendo scelto un valore del  $T_{ed} = 294$  kN.



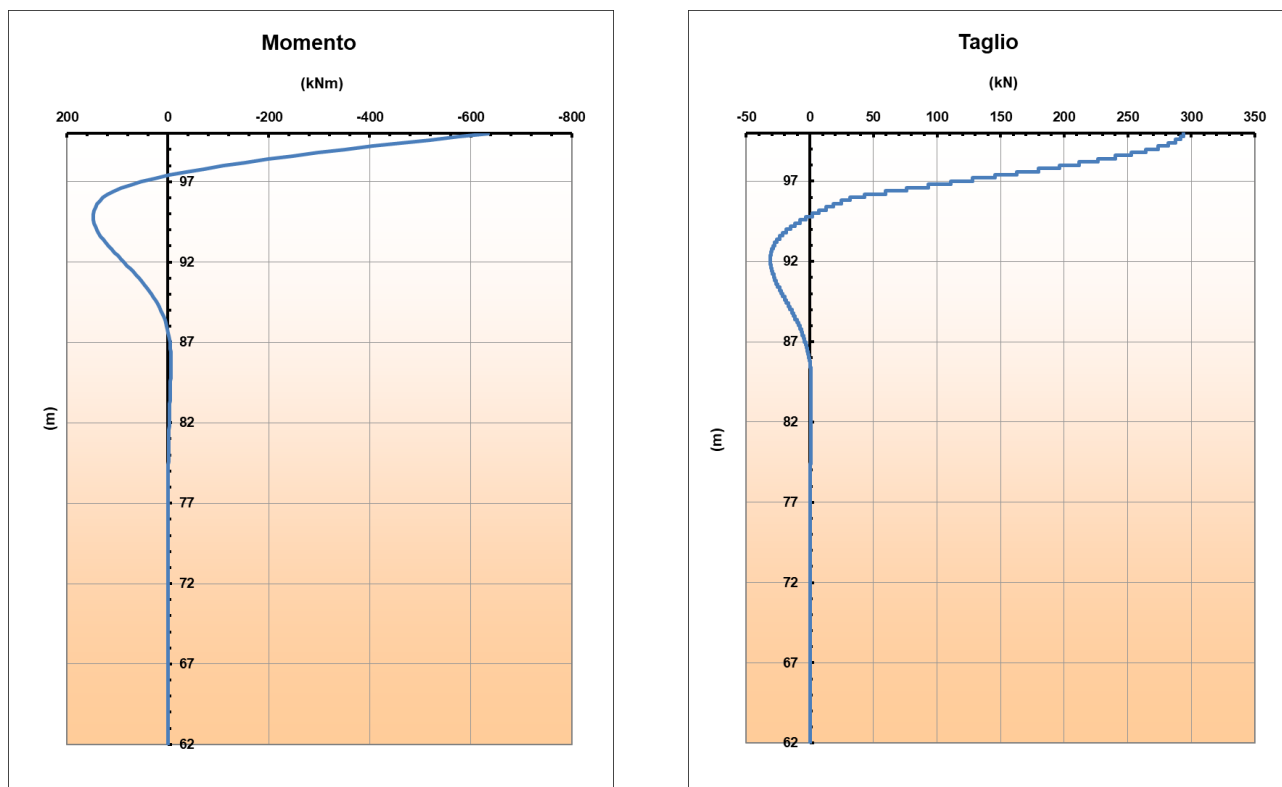


Figura 21 – Andamento del momento e del taglio lungo il palo.

Nella tabella che segue si riportano le sollecitazioni massime agenti con la relativa armatura di verifica, Momento Resistente  $M_{Rd}$  e Taglio Resistente  $T_{Rd}$ .

SLU/SLV			
$M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	FS	Armatura longitudinale
635	2940	3.9	30 Ø 26
$T_{Ed}$ (kN)	$T_{Rd}$ (kN)	FS	Armatura trasversale
294	842	2.9	Ø 10/15 (2 bracci)

Tabella 49: V02 – Pile 10 ÷ 14: Armatura longitudinale e verifiche SLU/SLV.

Come si evince dalla tabella precedente, in tutti i casi risulta  $M_{Rd} > M_{Ed}$  e  $T_{Rd} > T_{Ed}$ , dunque le verifiche risultano soddisfatte.

Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

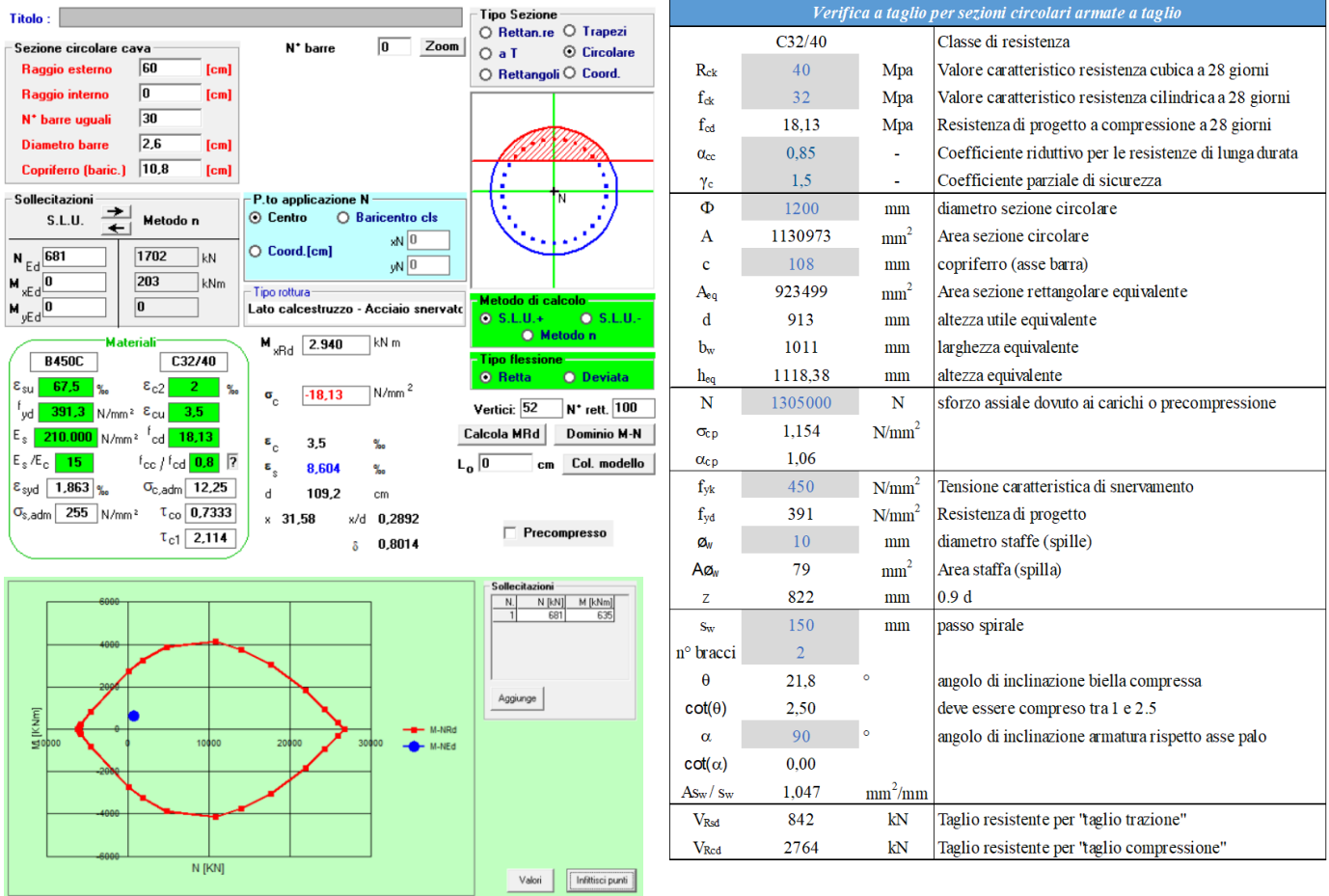


Figura 22 – Calcolo momento resistente  $M_{rd}$  e taglio resistente  $T_{rd}$ .

### 7.4.7 Verifiche strutturali dei pali fessurazione/SLE

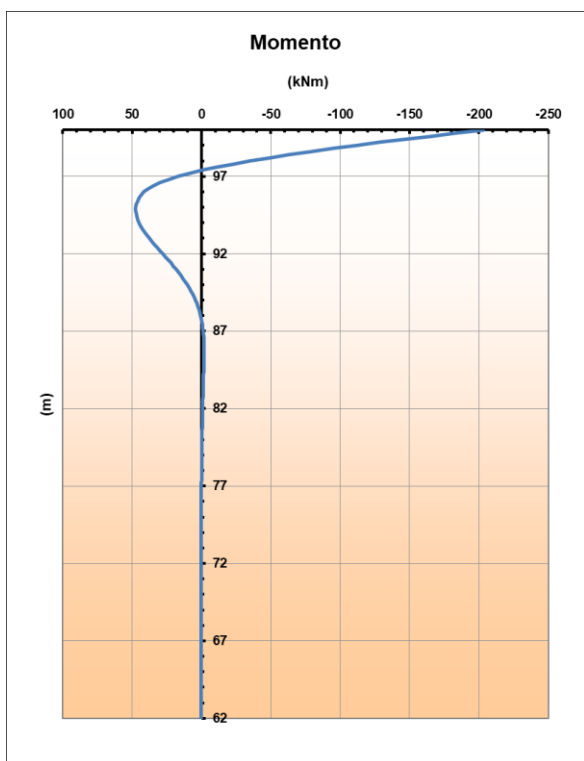
Analogamente a quanto fatto per le verifiche strutturali dei pali SLU/SLV si è proceduto a valutare l'andamento del taglio e del momento sollecitante per le diverse combinazioni di calcolo riportate nella tabella a seguire:

PILE	SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
10	3578	<b>1702</b>	<b>94</b>	2812	<b>2063</b>	<b>47</b>	2478	<b>2083</b>	<b>40</b>
11	3564	1730	79	2779	2107	28	2410	2136	24
12	3559	1784	70	2765	2150	11	2333	2214	8
13	3542	1783	70	2770	2128	11	2308	2179	9
14	3587	1741	79	2809	2089	28	2370	2126	25

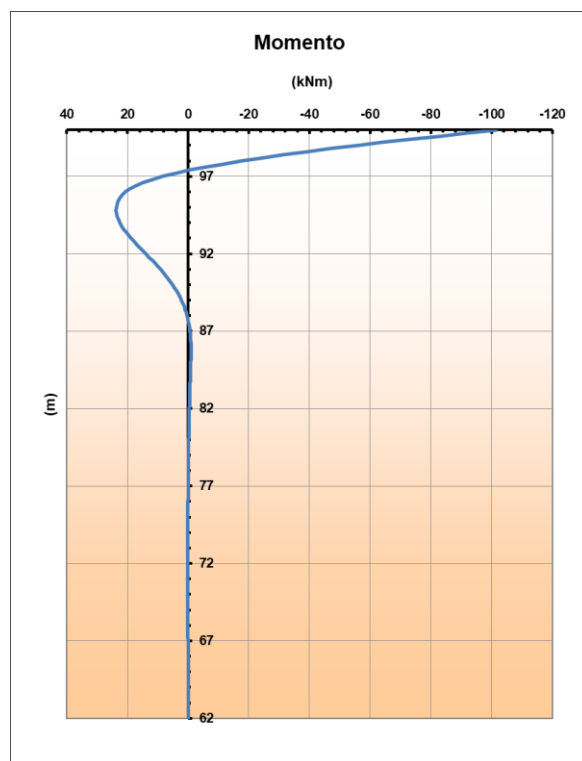
Tabella 50: V02 – Pile 10 - 14: Azioni di calcolo SLE.

Nelle figure a seguire si riportano gli andamenti del momento sollecitante per le combinazioni caratteristiche/rara – frequente - quasi permanente.

Combinazione caratteristica/rara



Combinazione frequente





Combinazione quasi permanente

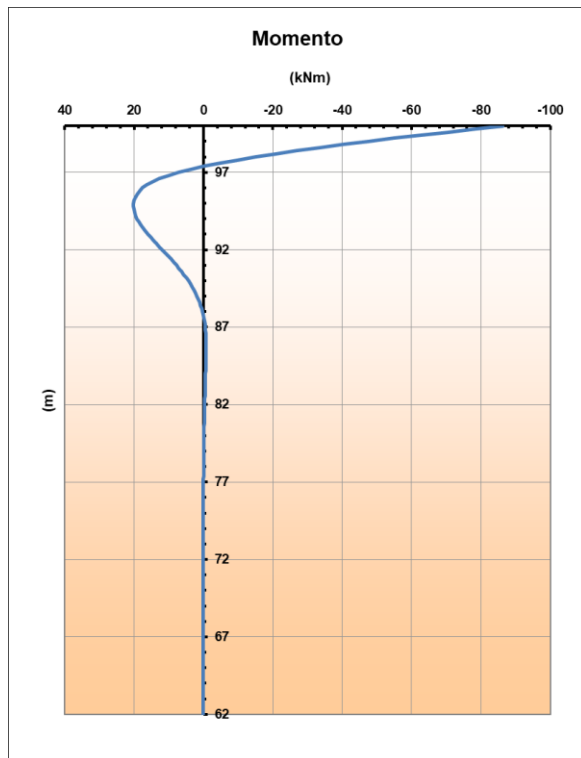


Figura 23 – Andamento momento sollecitante combinazioni SLE.

Per ogni combinazione SLE, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti, le tensioni nell'acciaio e nel cls e, laddove previsto, il valore massimo di apertura delle fessure (le verifiche sono state condotte assumendo  $N = N_{\min}$ ).

• **Verifica fessurazione SLE- caratteristica/rara**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Coprifero (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 681 1702 kN  
M<sub>xEd</sub>: 685 203 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 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 C32/40

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 18.13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
ε<sub>syd</sub>: 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12.25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.7333  
τ<sub>c1</sub>: 2.114

σ<sub>c</sub>: -2.18 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub>: -0.03414 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE - caratteristica/rara			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
203	-	2.18	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} = 19.2 \text{ MPa e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

• **Verifica fessurazione SLE- frequente**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 2063 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 101,5 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 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 C32/40

ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰ σ<sub>c</sub>: -1,977 N/mm<sup>2</sup>  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE - frequente			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
101.5	-	1.977	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} = 19.2 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La sezione risulta compressa.

• **Verifica fessurazione SLE- quasi permanente**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0  
M<sub>xEd</sub>: 0  
M<sub>yEd</sub>: 0

2083 kN  
86,4 kNm  
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 C32/40

E<sub>su</sub>: 67,5 ‰ E<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8 ‰  
E<sub>syd</sub>: 1,863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25 ‰  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,7333 ‰  
τ<sub>c1</sub>: 2,114 ‰

σ<sub>c</sub>: -1,922 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub>: -0,08551 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE – quasi permanente			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
86.4	-	1.922	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,45f_{ck} = 14,4 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La sezione risulta compressa.

## 7.5 PILE 15 - 16

### 7.5.1 Geometria dell'opera e modello geotecnico

Nelle tabelle a seguire sono descritte sinteticamente le caratteristiche della palificata ed il modello geotecnico di calcolo utilizzato per le verifiche.

Tabella 51 \_ V02 – Pile 15 e 16: caratteristiche palificata.

V02:	Numero di pali	Diametro pali	Lunghezza pali
PILE 15 - 16	[-]	[m]	[m]
	6	1.2	30

Tabella 52 \_ Pile 15 e 16: modello geotecnico di calcolo.

V02:	z	Unità	$\gamma$	$\phi'$	c'	$c_u$	E'
PILE 15 - 16	[m da t.p.]	geotecnica	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[Mpa]
	0 ÷ 16	All	18,5	38	0	-	25 - 50
	16 ÷ 25	Bis-1	20	-	-	200	100 - 300
	25 ÷ 30	Bis-2	22	40	0	-	300 - 600

La quota della falda è stata assunta alla profondità di 8 m da testa palo.

### 7.5.2 Azioni di calcolo

Nella tabella a seguire sono riportati i valori delle azioni di progetto determinati in testa ai singoli pali a partire dalle azioni globali ottenute dal calcolo strutturale, nelle diverse combinazioni (SLE, SLU ed SLV). Nello specifico, per ogni combinazione sono riportati i valori massimi e minimi dei carichi assiali ( $N_{max}$ ,  $N_{min}$ ) e trasversali ( $T_{max}$ ); per le azioni assiali, N, sono positivi i valori di compressione, mentre i valori negativi indicano azioni di trazione.

Tabella 53 \_ V02 – Pile 15 e 16: Azioni di calcolo.

PILE	SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE			SLU STR				SLV			
	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
-																	
15	3554	1799	95	2803	2055	47	2448	2080	41	3902	4754	1643	139	2354	3635	938	262
16	3680	1609	113	2946	1940	65	2538	1961	57	3886	5053	1327	165	2414	3836	760	320

### 7.5.3 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali

Nella tabella a seguire vengono riportate le azioni di progetto SLU/SLV.

Tabella 54 \_ V02 – Pile 15 e 16: Azioni di calcolo in testa ai pali, SLU/SLV.

PILE	SLU STR				SLV			
	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]		Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	
15	3902	4754	1643		2354	3635	938	
16	3886	5053	1327		2414	3836	760	

Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 55 \_ V02 – Pile 15 e 16: Sintesi delle verifiche geotecniche nei confronti dei carichi assiali (SLU/SLV).

Opera: V02	Azioni assiali					Resistenza e verifica del palo singolo				Resistenza e verifica del palo in gruppo	
	N <sub>max</sub>	N <sub>med</sub>	W <sub>p</sub>	F <sub>d</sub>	F <sub>d,med</sub>	R <sub>L,cal</sub>	R <sub>B,cal</sub>	R <sub>c,d</sub>	R <sub>c,d</sub> /F <sub>d</sub>	R' <sub>d</sub> = η R <sub>c,d</sub>	R' <sub>d</sub> / F <sub>d,med</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
Pile 15-16	5053	3902	848	6156	5005	8048	11310	9045	1.47	6331	1.26

### 7.5.4 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali

Nella tabella a seguire vengono riportate le azioni di progetto determinati SLU/SLV.

Tabella 56 \_ V02 – Pile 15 e 16: azioni di calcolo SLU/SLV.

PILE	SLU STR				SLV			
			Nmin [kN]	Tmax [kN]			Nmin [kN]	Tmax [kN]
15			1643	139			938	262
16			1327	165			760	320

La verifica è stata condotta nei confronti del valore massimo della sollecitazione trasversale,  $F_{T,d} = T_{max}$ . Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 57 \_ V02 – Pile 15 e 16: Sintesi verifica geotecnica nei confronti delle azioni trasversali (SLU/SLV)

Opera: V102	Azione trasversale	Verifica				
	F <sub>T,d</sub>	Armatura longitudinale	My	R <sub>T,cal</sub>	R <sub>T,d</sub>	R <sub>T,d</sub> /F <sub>T,d</sub>
	[kN]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
PILE 15 - 16	320	30 φ 26	2964	2234	1011	3.2

### 7.5.5 Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli dei cedimenti dei pali, considerati come isolati e con riferimento alla palificata, sollecitati a carico assiale in condizioni SLE.

In tabella,  $N_{med,max}$  rappresenta il valore massimo dell'azione assiale media in testa ai pali, determinato in condizioni di esercizio. Con riferimento a tale valore, sono stati determinati i corrispondenti valori del cedimento del singolo palo,  $w_i$ , e del gruppo di pali,  $w_g$ .

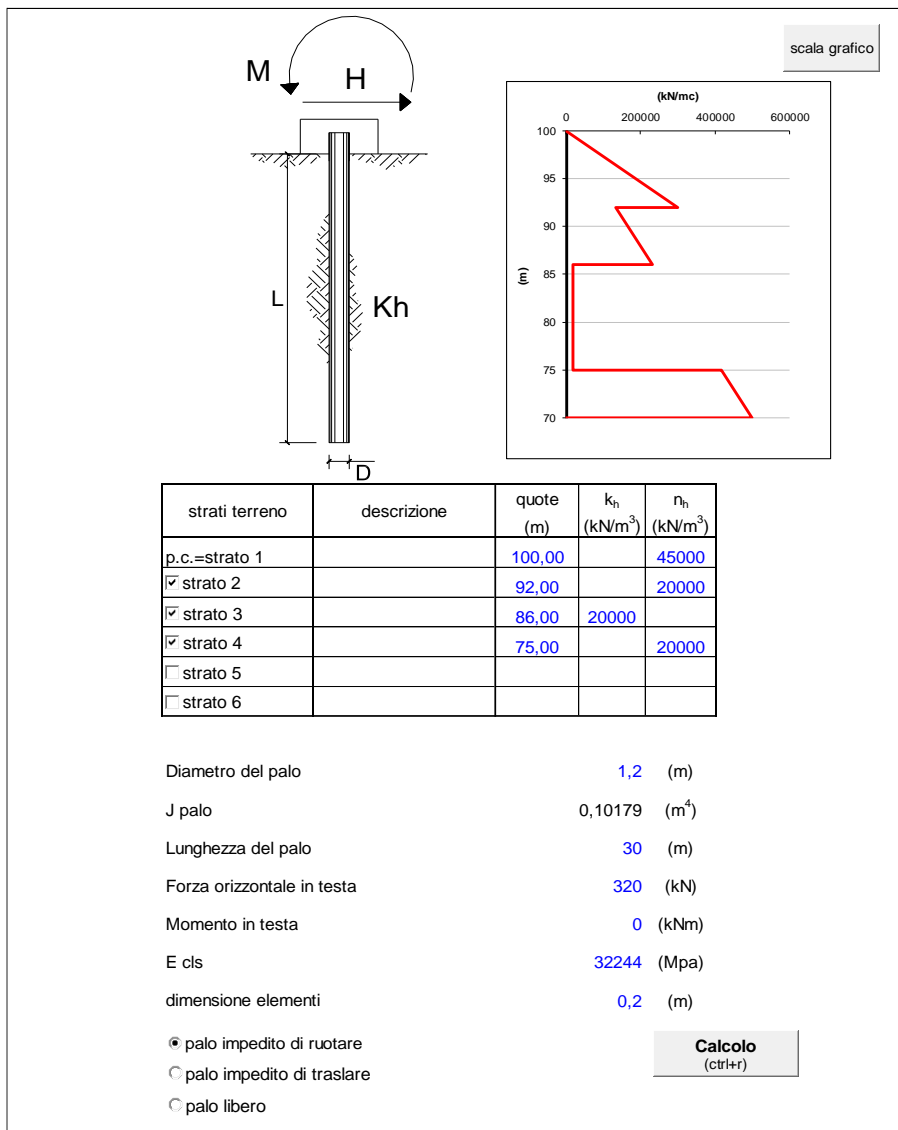
Tabella 58 \_ V02 – Pile P15-16: Sintesi calcolo dei cedimenti (SLE)

Opera: V02	Geometria palificata					Azioni assiali e cedimenti del singolo palo e della palificata		
	np	D	L	R	Rg	$N_{max}$	$w_{i,max}$	$w_{g,max}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]
<b>PILE 15 - 16</b>	6	1.20	30	0.85	0.77	2894	1.62	7.48

### 7.5.6 Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV

Nel caso di pali, soggetti a carichi orizzontali, il terreno viene simulato come mezzo alla Winkler, modellato quindi come un letto di molle di costante  $k_h$  variabile con la profondità.

A seguire si riporta l'andamento del taglio e del momento sollecitante lungo l'intero palo avendo scelto un valore del  $T_{ed} = 320$  kN.





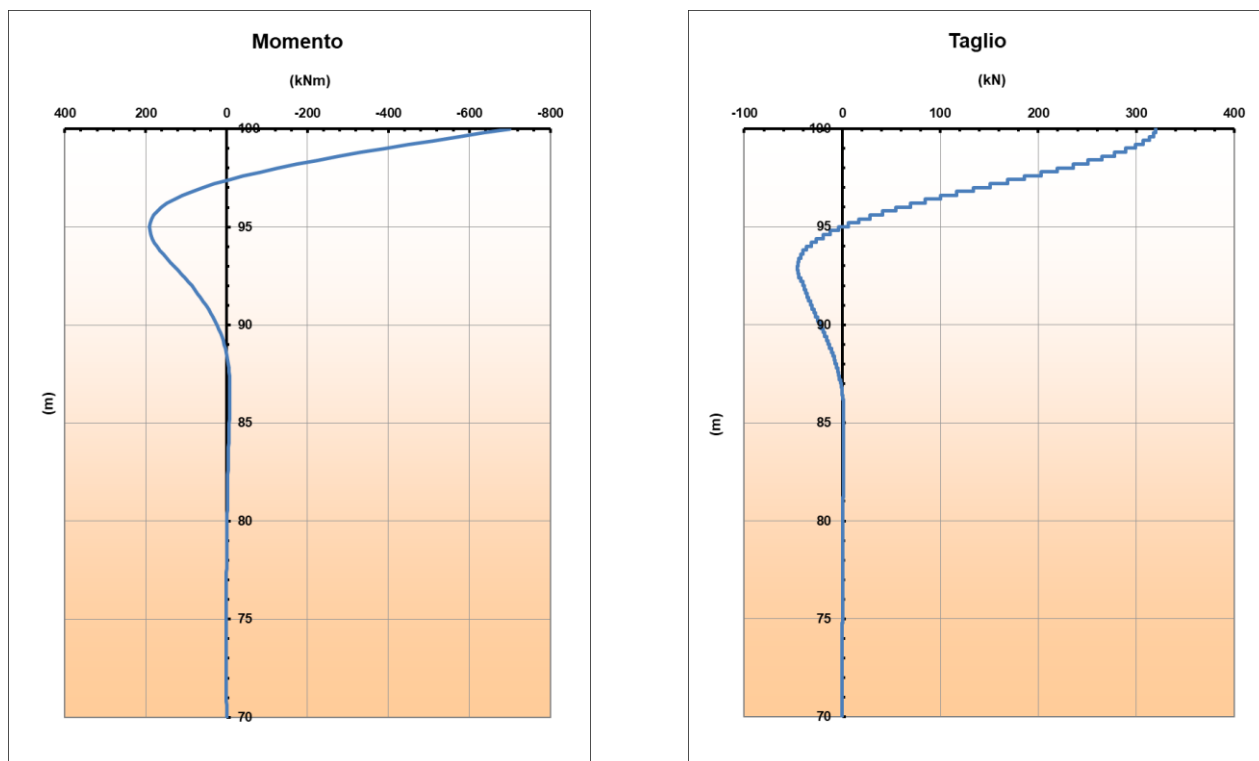


Figura 24 – Andamento del momento e del taglio lungo il palo.

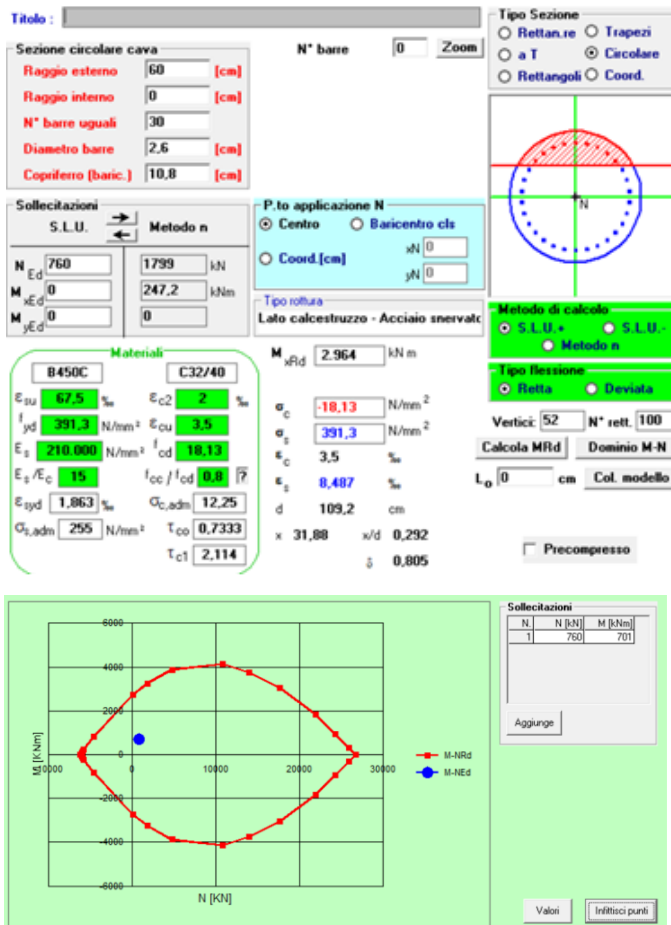
Nella tabella che segue si riportano i valori delle sollecitazioni massime agenti (momento flettente  $M_{Ed}$  e taglio  $T_{Ed}$ ) e delle azioni resistenti (momento  $M_{Rd}$  e taglio  $T_{Rd}$  resistenti), determinati per le corrispondenti armature di verifica, longitudinale e trasversale.

Tabella 59 \_ V02 – Pile 15-16: armatura longitudinale e valori di progetto di sollecitazioni e resistenze (M e T).

SLU/SLV			
$M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	FS	Armatura longitudinale
701	2964	4.2	30 Ø 26
$T_{Ed}$ (kN)	$T_{Rd}$ (kNm)	FS	Armatura trasversale
320	842	2.6	Ø 10/15 (2 bracci)

Come si evince dalla tabella precedente, in tutti i casi risulta  $M_{Rd} > M_{Ed}$  e  $T_{Rd} > T_{Ed}$ , dunque le verifiche risultano soddisfatte.

Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE



Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio			
	C32/40		Classe di resistenza
$R_{ck}$	40	Mpa	Valore caratteristico resistenza cubica a 28 giorni
$f_{ck}$	32	Mpa	Valore caratteristico resistenza cilindrica a 28 giorni
$f_{cd}$	18,13	Mpa	Resistenza di progetto a compressione a 28 giorni
$\alpha_{cc}$	0,85	-	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
$\gamma_c$	1,5	-	Coefficiente parziale di sicurezza
$\Phi$	1200	mm	diametro sezione circolare
A	1130973	mm <sup>2</sup>	Area sezione circolare
c	108	mm	copriferro (asse barra)
$A_{s,q}$	923499	mm <sup>2</sup>	Area sezione rettangolare equivalente
d	913	mm	altezza utile equivalente
$b_w$	1011	mm	larghezza equivalente
$h_{eq}$	1118,38	mm	altezza equivalente
N	1305000	N	sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione
$\sigma_p$	1,154	N/mm <sup>2</sup>	
$\alpha_{cp}$	1,06		
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto
$\phi_w$	10	mm	diametro staffe (spille)
$A_{\phi_w}$	79	mm <sup>2</sup>	Area staffa (spilla)
z	822	mm	0.9 d
$S_w$	150	mm	passo spirale
n° bracci	2		
$\theta$	21,8	°	angolo di inclinazione biella compressa
$\cot(\theta)$	2,50		deve essere compreso tra 1 e 2.5
$\alpha$	90	°	angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo
$\cot(\alpha)$	0,00		
$A_{S_w}/S_w$	1,047	mm <sup>2</sup> /mm	
$V_{Rsd}$	842	kN	Taglio resistente per "taglio trazione"
$V_{Rcd}$	2764	kN	Taglio resistente per "taglio compressione"

Figura 25 – Calcolo momento e taglio resistenti,  $M_{rd}$  e  $T_{rd}$ .

### 7.5.7 Verifiche strutturali dei pali fessurazione/SLE

Analogamente a quanto fatto per le verifiche strutturali dei pali SLU/SLV, si è proceduto a valutare l'andamento del momento sollecitante lungo il palo a partire dalle sollecitazioni agenti in testa, nelle diverse combinazioni di calcolo SLE, riportate in tabella seguente.

Tabella 60 \_ V02 – Pile 15-16: azioni di calcolo SLE.

PILE	SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
15	3554	1799	95	2803	2055	47	2448	2080	41
16	3680	<b>1609</b>	<b>113</b>	2946	<b>1940</b>	<b>65</b>	2538	<b>1961</b>	<b>57</b>

Nelle figure a seguire si riportano gli andamenti del momento sollecitante per le combinazioni caratteristiche/rara – frequente - quasi permanente.

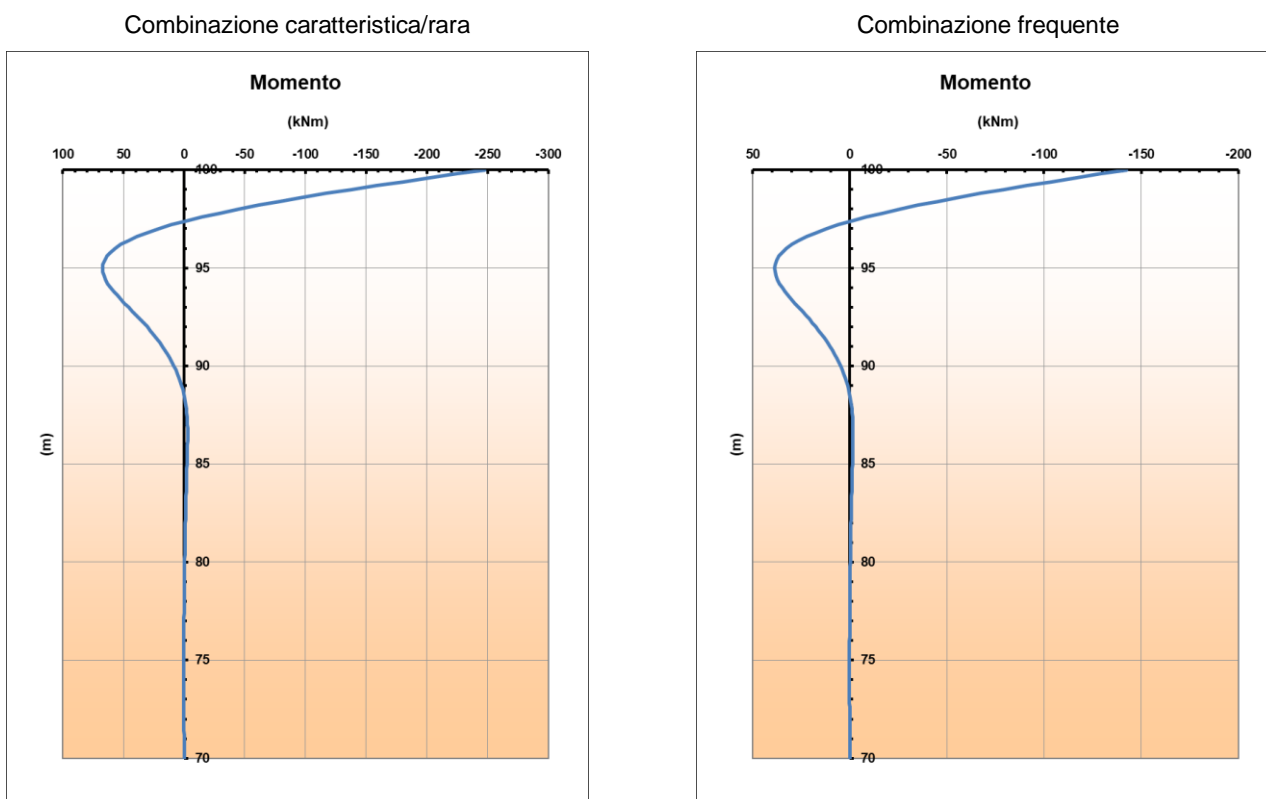


Figura 26 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi rara (sx) e frequente (dx).

Combinazione quasi permanente

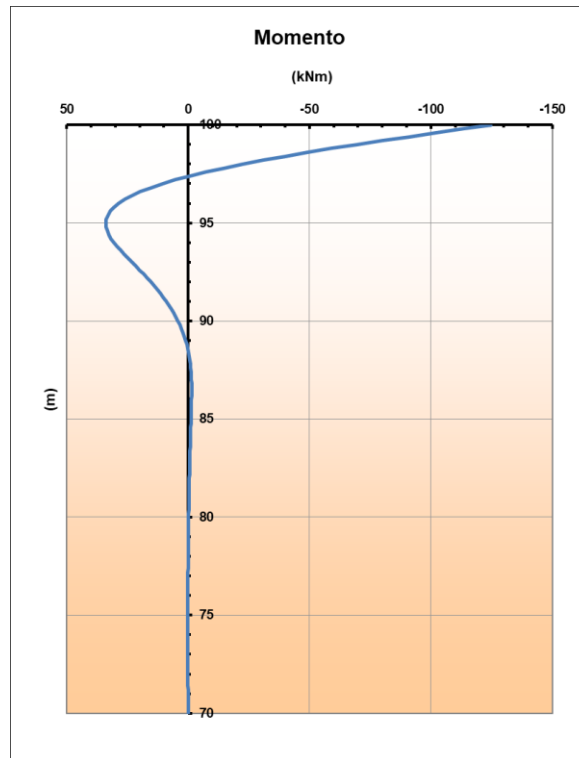


Figura 27 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi permanenti.

Per ogni combinazione SLE, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti, le tensioni nell'acciaio e nel cls e, laddove previsto, il valore massimo di apertura delle fessure (le verifiche sono state condotte assumendo  $N = N_{\min}$ ).

• **Verifica fessurazione SLE- caratteristica/rara**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Selecitazioni  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 760 1609 kN  
M<sub>Ed</sub>: 0 248 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 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 C32/40  
ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

σ<sub>c</sub>: -2,32 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub>: -0,01713 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE - caratteristica/rara			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
248	-	2.32	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} = 19.2 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

• **Verifica fessurazione SLE- frequente**

Titolo : \_\_\_\_\_

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]  
Raggio interno 0 [cm]  
N° barre uguali 30  
Diametro barre 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.) 10,8 [cm]

N° barre 0 Zoom

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

Sollecitazioni  
S.L.U.  Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 1940 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 142,3 kNm  
M<sub>yEd</sub> 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 C32/40

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  210.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  18,13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8  
 $\epsilon_{syd}$  1,863 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12,25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0,7333  
 $\tau_{c1}$  2,114

$\sigma_c$  -2,075 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  -0,06295 ‰

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE - frequente			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Armatura longitudinale
142.3	-	2.075	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0,60f_{ck} = 19,2 \text{ MPa e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

• **Verifica fessurazione SLE- quasi permanente**

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2.6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10.8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

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

N<sub>Ed</sub>: 0 1961 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0 124.8 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 18.13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8 [?]  $\sigma_c$ : -2.009 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>syd</sub>: 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12.25 ε<sub>s</sub>: -0.06877 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0.7333  
 τ<sub>c1</sub>: 2.114

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

Vertici: 52  
 Verifica  
 N° iterazioni: 0  
 Precompresso

SLE – quasi permanente			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
124.8	-	2.009	30 Ø 26

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.45f_{ck} = 14.4 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.

## 7.6 SPALLA 2

### 7.6.1 Geometria dell'opera e modello geotecnico

Nelle tabelle a seguire sono descritte sinteticamente le caratteristiche della palificata ed il modello geotecnico di calcolo utilizzato per le verifiche.

Tabella 61 \_ V02 – Spalla SP2: caratteristiche palificata.

V02:	Numero di pali	Diametro pali	Lunghezza pali
SPALLA SP2	[-]	[m]	[m]
	20	1.2	28

Tabella 62 \_ V02 – Spalla SP2: modello geotecnico di calcolo.

V02:	z	Unità	$\gamma$	$\phi'$	c'	$c_u$	E'
SPALLA SP2	[m da t.p.]	geotecnica	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
	0 ÷ 16	All	18.5	38	0	-	30
	16 ÷ 22	Bis-1	20	-	-	200	200
	22 ÷ 28	Bis-2	22	40	0	-	400

La quota della falda è stata assunta alla profondità di 8 m da testa palo.

### 7.6.2 Azioni di calcolo

Nella tabella a seguire sono riportati i valori delle azioni di progetto determinati in testa ai singoli pali a partire dalle azioni globali ottenute dal calcolo strutturale, nelle diverse combinazioni (SLE, SLU ed SLV). Nello specifico, per ogni combinazione sono riportati i valori massimi e minimi dei carichi assiali ( $N_{max}$ ,  $N_{min}$ ) e trasversali ( $T_{max}$ ); per le azioni assiali, N, sono positivi i valori di compressione, mentre i valori negativi indicano azioni di trazione.

Tabella 63 \_ V02 – Spalle SP2: Azioni di calcolo.

SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE			SLU STR				SLV			
Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
4171	1065	584	3979	1085	552	3688	1090	493	3286	5523	1024	784	2364	4962	255	1386



### 7.6.3 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali

Nella tabella a seguire vengono riportate le azioni di progetto SLU/SLV.

Tabella 64 \_ V02 – Spalla SP2: Azioni di calcolo in testa ai pali, SLU/SLV.

SLU STR				SLV			
Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]		Nmed [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	
3286	5523	1024		2364	4962	255	

Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 65 \_ V02 – Spalla SP2: Sintesi delle verifiche geotecniche nei confronti dei carichi assiali (SLU/SLV).

Opera: V02	Azioni assiali					Resistenza e verifica del palo singolo				Resistenza e verifica del palo in gruppo	
	N <sub>max</sub>	N <sub>med</sub>	W <sub>p</sub>	F <sub>d</sub>	F <sub>d,med</sub>	R <sub>L,cal</sub>	R <sub>B,cal</sub>	R <sub>c,d</sub>	R <sub>c,d</sub> / F <sub>d</sub>	R' <sub>d</sub> = η R <sub>c,d</sub>	R' <sub>d</sub> / F <sub>d,med</sub>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
SPALLA 2	5523	3286	732	6552	4315	7560	11310	8795	1.34	6157	1.42

### 7.6.4 Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali

Nella tabella a seguire vengono riportate le azioni di progetto determinati SLU/SLV.

Tabella 66 \_ V02 – Spalla SP2: azioni di calcolo SLU/SLV.

SLU STR				SLV			
		Nmin [kN]	Tmax [kN]			Nmin [kN]	Tmax [kN]
		1024	784			255	1386

La verifica è stata condotta nei confronti del valore massimo della sollecitazione trasversale,  $F_{T,d} = T_{max}$ . Nella tabella a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 67 \_ V02 – Spalla SP1: Sintesi verifica geotecnica nei confronti delle azioni trasversali (SLU/SLV)

Opera: V02	Azione trasversale	Verifica				
	F <sub>T,d</sub>	Armatura longitudinale	M <sub>y</sub>	R <sub>T,cal</sub>	R <sub>T,d</sub>	R <sub>T,d</sub> /F <sub>T,d</sub>
	[kN]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
SPALLA 2	1386	30 ϕ 30 + 20 ϕ 30	5254	3259	1475	1.01

### 7.6.5 Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti

Nella tabella seguente sono riportati i risultati dei calcoli dei cedimenti dei pali, considerati come isolati e con riferimento alla palificata, sollecitati a carico assiale in condizioni SLE.

In tabella,  $N_{med,max}$  rappresenta il valore massimo dell'azione assiale media in testa ai pali, determinato in condizioni di esercizio. Con riferimento a tale valore, sono stati determinati i corrispondenti valori del cedimento del singolo palo,  $w_i$ , e del gruppo di pali,  $w_g$ .

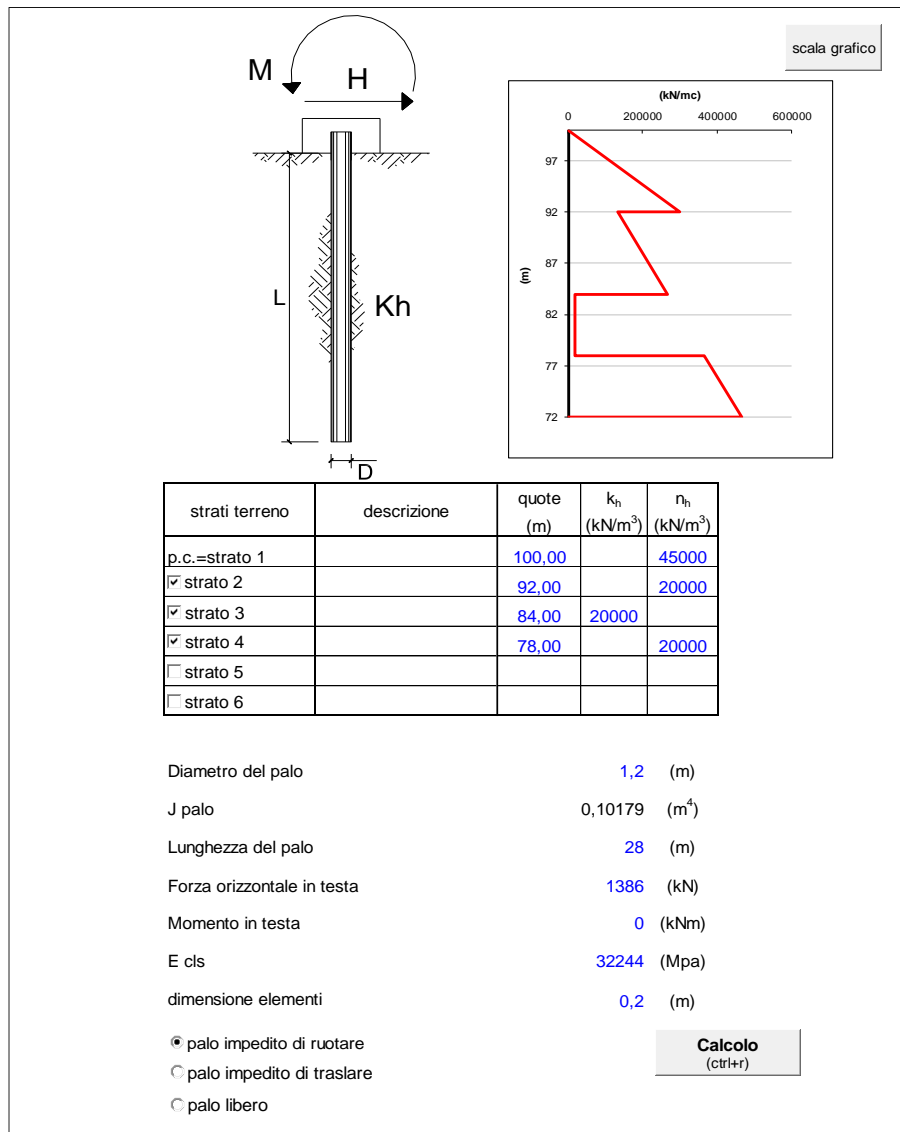
Tabella 68 \_ V02 – Spalla SP2: Sintesi calcolo dei cedimenti (SLE)

Opera: V02	Geometria palificata					Azioni assiali e cedimenti del singolo palo e della palificata		
	np	D	L	R	Rg	$N_{max}$	$w_{i,max}$	$w_{g,max}$
Fondazioni	[-]	[m]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[mm]	[mm]
<b>SPALLA SP2</b>	20	1.20	20	1.90	0.30	2491	1.56	9.33

### 7.6.6 Verifiche strutturali dei pali SLU/SLV

Nel caso di pali, soggetti a carichi orizzontali, il terreno viene simulato come mezzo alla Winkler, modellato quindi come un letto di molle di rigidezza  $k_h$  variabile con la profondità.

A seguire si riporta l'andamento del taglio e del momento sollecitanti lungo l'intero palo, determinati per un valore di progetto dell'azione orizzontale  $F_{T,d} = 1386$  kN.



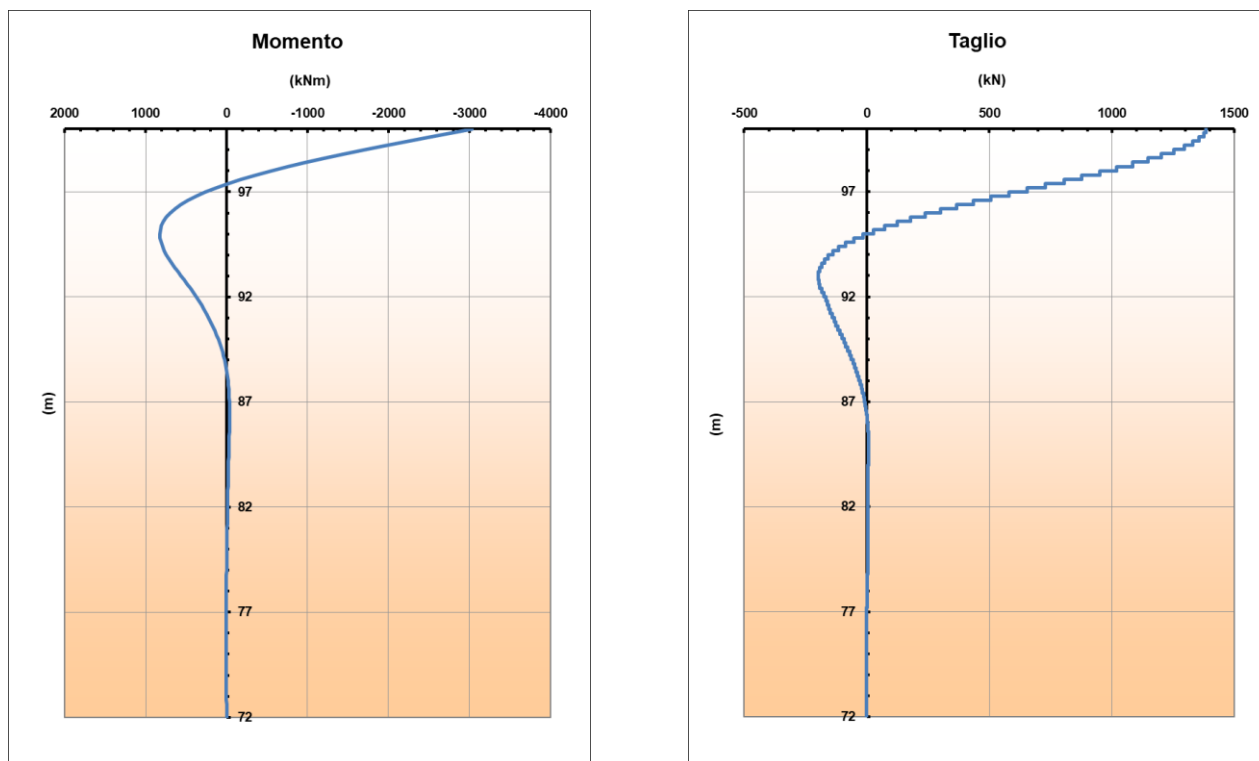


Figura 28 – Andamento del momento e del taglio lungo il palo.

Nella tabella che segue si riportano i valori delle sollecitazioni massime agenti (momento flettente  $M_{Ed}$  e taglio  $T_{Ed}$ ) e delle azioni resistenti (momento  $M_{Rd}$  e taglio  $T_{Rd}$  resistenti), determinati per le corrispondenti armature di verifica, longitudinale e trasversale.

Tabella 69 \_ V02 – Spalla SP2: armatura longitudinale e valori di progetto di sollecitazioni e resistenze (M e T).

SLU/SLV			
$M_{Ed}$ (kNm)	$M_{Rd}$ (kNm)	FS	Armatura longitudinale
3035	5254	1.7	30 $\varnothing$ 30 + 20 $\varnothing$ 30
$T_{Ed}$ (kN)	$T_{Rd}$ (kN)	FS	Armatura trasversale
1386	1814	1.3	$\varnothing$ 12/10 (2 bracci)

In tutti i casi risulta  $M_{Rd} > M_{Ed}$  e  $T_{Rd} > T_{Ed}$ , dunque le verifiche risultano soddisfatte.

Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

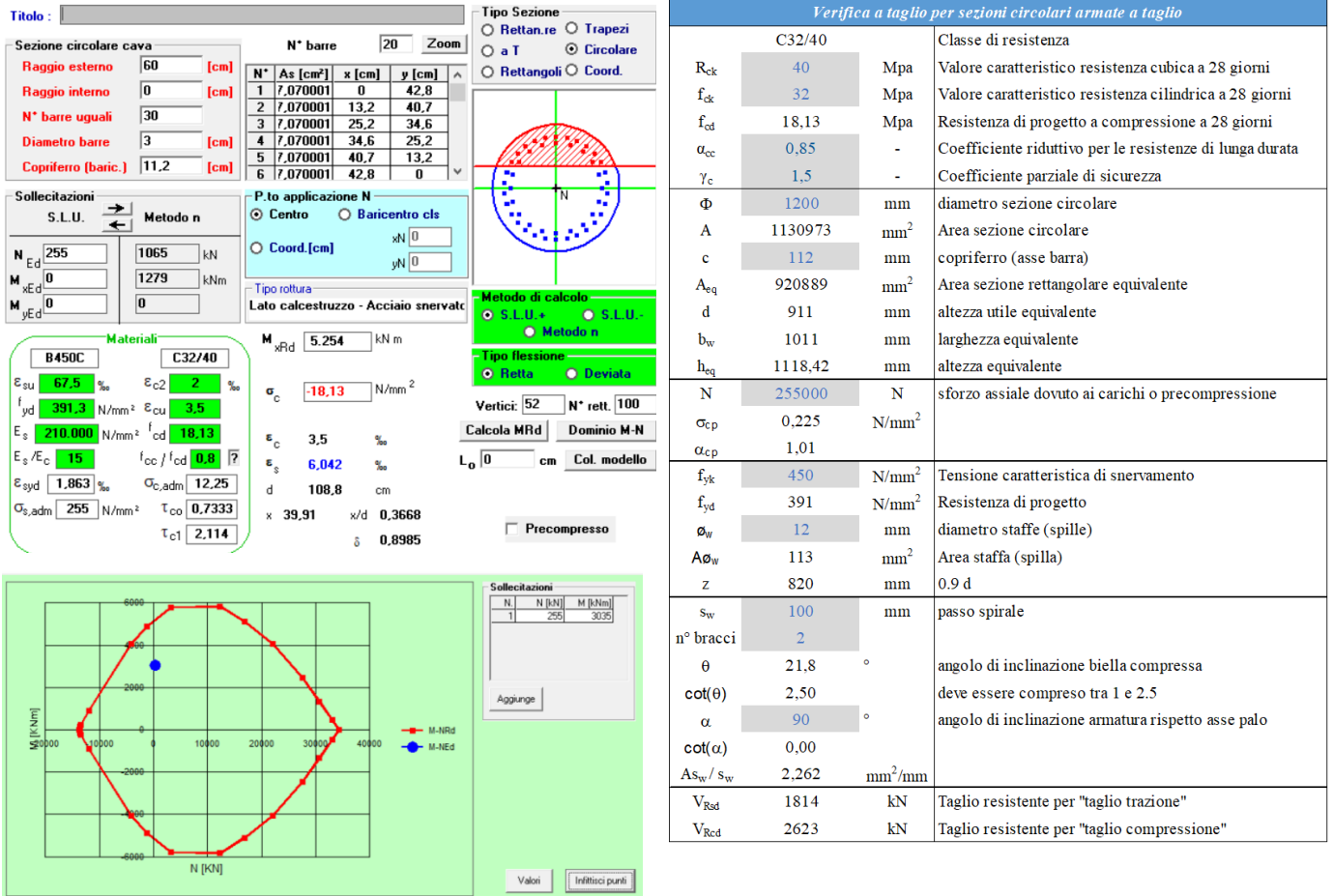


Figura 29 – Calcolo momento e taglio resistenti, M<sub>rd</sub> e T<sub>rd</sub>.

### 7.6.7 Verifiche strutturali dei pali fessurazione/SLE

Analogamente a quanto fatto per le verifiche strutturali dei pali SLU/SLV, si è proceduto a valutare l'andamento del momento sollecitante lungo il palo a partire dalle sollecitazioni agenti in testa, nelle diverse combinazioni di calcolo SLE, riportate in tabella seguente.

Tabella 70 \_ V02 – Spalla SP2: azioni di calcolo SLE.

SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE		
Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]	Nmax [kN]	Nmin [kN]	Tmax [kN]
4171	<b>1065</b>	<b>584</b>	3979	<b>1085</b>	<b>552</b>	3688	<b>1090</b>	<b>493</b>

Nelle figure a seguire si riportano gli andamenti del momento sollecitante per le combinazioni caratteristiche/rara – frequente - quasi permanente.

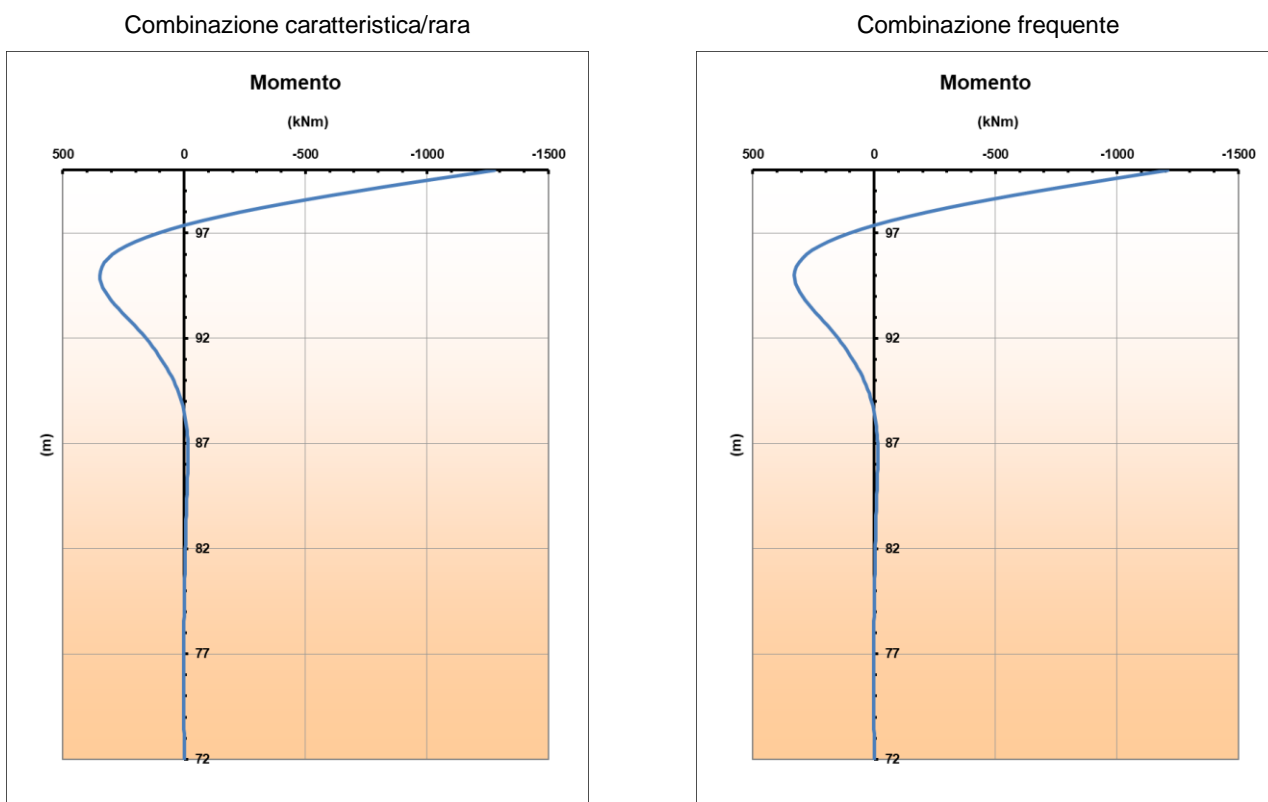


Figura 30 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi rara (sx) e frequente (dx).

Combinazione quasi permanente

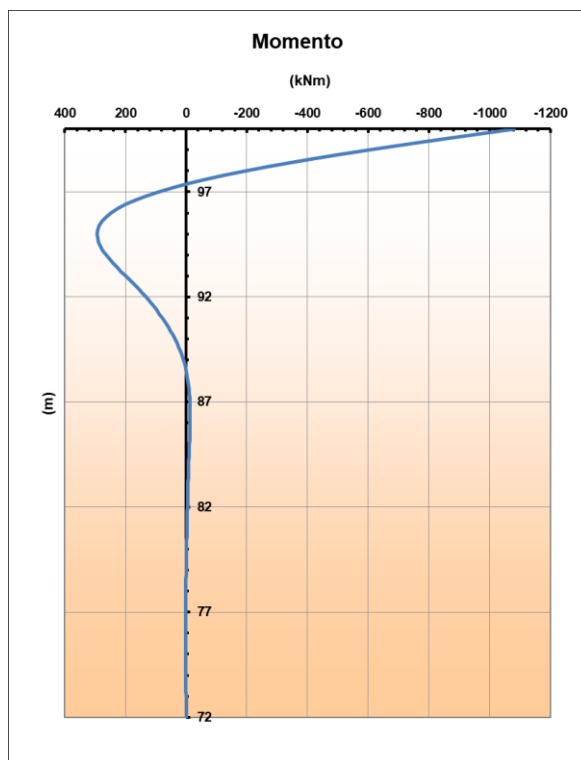


Figura 31 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi permanenti.

Per ogni combinazione SLE, si riportano di seguito le sollecitazioni massime agenti, le tensioni nell'acciaio e nel cls e, laddove previsto, il valore massimo di apertura delle fessure (le verifiche sono state condotte assumendo  $N = N_{\min}$ ).

• **Verifica fessurazione SLE- caratteristica/rara**

Titolo : \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 3 [cm]  
Copiferio (baric.): 11,2 [cm]

N° barre: 20 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7,070001	0	42,8
2	7,070001	13,2	40,7
3	7,070001	25,2	34,6
4	7,070001	34,6	25,2
5	7,070001	40,7	13,2
6	7,070001	42,8	0

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

Sollecitazioni:  
S.L.U. → Metodo n  
N<sub>Ed</sub>: 0 1065 kN  
M<sub>Ed</sub>: 0 1279 kNm  
M<sub>xEd</sub>: 0  
M<sub>yEd</sub>: 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 C32/40  
ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18,13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1,863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

σ<sub>c</sub>: -6,959 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 104,7 N/mm²  
ε<sub>s</sub>: 0,4988 ‰  
d: 108,8 cm  
x: 54,31 x/d: 0,4991  
δ: 1

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 3  
 Precompresso

SLE - caratteristica/rara			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
1279	104.7	6.959	30 Ø 30 + 20 Ø 30

Risulta quindi:

$$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.60 f_{ck} = 19.2 \text{ MPa} \text{ e } \sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80 f_{yk} = 360 \text{ MPa.}$$

La sezione è compressa, quindi la verifica a fessurazione risulta automaticamente soddisfatta.



• **Verifica fessurazione SLE- frequente**

SLE - frequente			
M <sub>Ed</sub> (kNm)	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>c</sub> (MPa)	Armatura longitudinale
1209	96.73	6.598	30 Ø 30 + 20 Ø 30

Risulta quindi:

$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.60f_{ck} = 19.2 \text{ MPa}$  e  $\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 3 [cm]  
Coprifero (baric.): 11,2 [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0, M<sub>xEd</sub>: 0, M<sub>yEd</sub>: 0

1085 kN, 1209 kNm, 0

**Materiali**

B450C, C32/40

E<sub>su</sub>: 67.5, E<sub>c2</sub>: 2, f<sub>yd</sub>: 391.3, E<sub>cu</sub>: 3.5, E<sub>s</sub>: 210.000, f<sub>cd</sub>: 18.13, E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15, f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8, ε<sub>syd</sub>: 1.863, σ<sub>c,adm</sub>: 12.25, σ<sub>s,adm</sub>: 255, τ<sub>co</sub>: 0.7333, τ<sub>c1</sub>: 2.114

σ<sub>c</sub>: 6.598 N/mm<sup>2</sup>, σ<sub>s</sub>: 96.73 N/mm<sup>2</sup>, ε<sub>s</sub>: 0.4606 ‰, d: 108.8 cm, x: 55.02, x/d: 0.5057, δ: 1

Vertici: 52, Verifica, N° iterazioni: 3,  Precompresso

**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. NTC 2018**

**Geometria della sezione**

Altezza della sezione: D = 1200 [mm]  
Altezza utile della sezione: d = 1064 [mm]  
Armatura tesa ordinaria  
Numero di ferri tesi presenti nella sezione: n<sub>f,1</sub> = 30 [-]  
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione: φ<sub>f,1</sub> = 30 [mm]  
Coprifero (netto barra): c<sub>1</sub> = 97 [mm]  
Area dei ferri tesi presenti nella sezione: A<sub>sf,1</sub> = 21206 [mm<sup>2</sup>]  
Armatura tesa di infittimento  
Numero di ferri tesi presenti nella sezione: n<sub>f,2</sub> = 20 [-]  
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione: φ<sub>f,2</sub> = 30 [mm]  
Coprifero (netto barra): c<sub>2</sub> = 157 [mm]  
Area dei ferri tesi presenti nella sezione: A<sub>sf,2</sub> = 14137 [mm<sup>2</sup>]

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo: f<sub>ck</sub> = 32 [MPa]  
Resistenza a trazione media del calcestruzzo: f<sub>ctm</sub> = 3,02 [MPa]  
Modulo di elasticità del calcestruzzo: E<sub>cm</sub> = 33346 [MPa]  
Resistenza a snervamento dell'acciaio: f<sub>yk</sub> = 450 [MPa]  
Modulo di elasticità dell'acciaio: E<sub>s</sub> = 210000 [MPa]

**Caratteristiche delle sollecitazioni**

Momento: M = 1209,00 [kNm]  
Sforzo normale: N = 1085,00 [kN]  
Asse neutro della sezione: y<sub>an</sub> = 55,02 [mm]  
Tensione massima nell'armatura tesa: σ<sub>s,max</sub> = 96,73 [MPa]  
Tensione nel calcestruzzo: σ<sub>c,max</sub> = 6,6 [MPa]

**DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Tensione media delle armature presenti nella zona tesa: σ<sub>s,med</sub> = 96,7 [MPa]  
Altezza efficace: h<sub>c,eff</sub> = 216,60 [mm]  
Coefficiente di omogeneizzazione: α<sub>te</sub> = 6,3 [-]  
Fattore di durata del carico: k<sub>t</sub> = 0,4 [-]  
Area totale delle armature presenti nella zona tesa: A<sub>s</sub> = 7068,58 [mm<sup>2</sup>]  
Area efficace tesa di calcestruzzo: A<sub>c,eff</sub> = 138987,25 [mm<sup>2</sup>]  
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso: ρ<sub>eff</sub> = 0,0509  
Resistenza media di trazione del calcestruzzo: f<sub>ct,m</sub> = 3,02 [MPa]  
Deformazione unitaria media delle barre: ε<sub>sm</sub> = 0,0 [-]  
Diametro equivalente delle barre: φ<sub>eq</sub> = 30,00 [mm]  
Spaziatura tra le barre: s = 72,02 [mm]  
Spaziatura massima di riferimento: s<sub>max,rif</sub> = 560,00 [mm]  
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione: k<sub>1</sub> = 0,80, k<sub>2</sub> = 0,50, k<sub>3</sub> = 3,40, k<sub>4</sub> = 0,425  
Distanza media tra le fessure: Δ<sub>sm</sub> = 252,99 [mm]  
Ampiezza limite delle fessure: w<sub>k,lim</sub> = 0,30 [mm]  
Ampiezza delle fessure (di calcolo): w<sub>k</sub> = 0,134 [mm]

Risulta quindi:

$w_k = 0.134 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm}$ .

• **Verifica fessurazione SLE- quasi permanente**

SLE – quasi permanente			
$M_{Ed}$ (kNm)	$\sigma_s$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)	Armatura longitudinale
1080	82.92	5.923	30 Ø 30 + 20 Ø 30

Risulta quindi:

$\sigma_c < \sigma_{c,max} = 0.45f_{ck} = 14.4 \text{ MPa}$  e  $\sigma_s < \sigma_{s,max} = 0,80f_{yk} = 360 \text{ MPa}$

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 3 [cm]  
Copriferro (baric.): 11,2 [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

$N_{Ed}$ : 0,  $1090$  kN  
 $M_{xEd}$ : 0,  $1080$  kNm  
 $M_{yEd}$ : 0, 0

**Materiali**

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰,  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>,  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 210.000 N/mm<sup>2</sup>,  $f_{cd}$ : 18.13  
 $E_s/E_c$ : 15,  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.863 ‰,  $\sigma_{c,adm}$ : 12.25  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>,  $\tau_{co}$ : 0.7333  
 $\tau_{c1}$ : 2.114

$\sigma_c$ : -5.923 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 82.92 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0.3949 ‰  
d: 108,8 cm  
x: 56,28, x/d: 0,5173  
 $\delta$ : 1

Vertici: 52  
Verifica  
N° iterazioni: 3  
 Precompresso

**STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. NTC 2018**

**Geometria della sezione**

Altezza della sezione: D = 1200 [mm]  
Altezza utile della sezione: d = 1064 [mm]  
Armatura tesa ordinaria  
Numero di ferri tesi presenti nella sezione:  $n_{t,1}$  = 30 [-]  
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione:  $\phi_{t,1}$  = 30 [mm]  
Copriferro (netto barra): C<sub>1</sub> = 97 [mm]  
Area dei ferri tesi presenti nella sezione:  $A_{st,1}$  = 21206 [mm<sup>2</sup>]  
Armatura tesa di infittimento  
Numero di ferri tesi presenti nella sezione:  $n_{t,2}$  = 20 [-]  
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione:  $\phi_{t,2}$  = 30 [mm]  
Copriferro (netto barra): C<sub>2</sub> = 157 [mm]  
Area dei ferri tesi presenti nella sezione:  $A_{st,2}$  = 14137 [mm<sup>2</sup>]

**Caratteristiche dei materiali**

Resistenza caratteristica cilindrica del calcestruzzo:  $f_{ck}$  = 32 [MPa]  
Resistenza a trazione media del calcestruzzo:  $f_{ctm}$  = 3,02 [MPa]  
Modulo di elasticità del calcestruzzo:  $E_{cm}$  = 33346 [MPa]  
Resistenza a snervamento dell'acciaio:  $f_{yk}$  = 450 [MPa]  
Modulo di elasticità dell'acciaio:  $E_s$  = 210000 [MPa]

**Caratteristiche delle sollecitazioni**

Momento: M = 1080,00 [kNm]  
Sforzo normale: N = 1090,00 [kN]  
Asse neutro della sezione:  $y_{a,n}$  = 56,28 [mm]  
Tensione massima nell'armatura tesa:  $\sigma_{s,max}$  = 82,92 [MPa]  
Tensione nel calcestruzzo:  $\sigma_{c,max}$  = 5,9 [MPa]

**DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE**

Tensione media delle armature presenti nella zona tesa:  $\sigma_{s,med}$  = 82,9 [MPa]  
Altezza efficace:  $h_{c,eff}$  = 212,40 [mm]  
Coefficiente di omogeneizzazione:  $\alpha_e$  = 6,3 [-]  
Fattore di durata del carico:  $k_t$  = 0,4 [-]  
Area totale delle armature presenti nella zona tesa:  $A_s$  = 7068,58 [mm<sup>2</sup>]  
Area efficace tesa di calcestruzzo:  $A_{c,eff}$  = 135125,20 [mm<sup>2</sup>]  
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso:  $\rho_{eff}$  = 0,0523  
Resistenza media di trazione del calcestruzzo:  $f_{ct,m}$  = 3,02 [MPa]  
Deformazione unitaria media delle barre:  $\epsilon_{sm}$  = 0,0 [-]  
Diametro equivalente delle barre:  $\phi_{eq}$  = 30,00 [mm]  
Spaziatura tra le barre: s = 72,02 [mm]  
Spaziatura massima di riferimento:  $s_{max,rif}$  = 560,00 [mm]  
Coefficienti k per il calcolo dell'ampiezza di fessurazione:  $k_1$  = 0,80,  $k_2$  = 0,50,  $k_3$  = 3,40,  $k_4$  = 0,425  
Distanza media tra le fessure:  $\Delta_{sm}$  = 251,35 [mm]  
Ampiezza limite delle fessure:  $w_{k,lim}$  = 0,20 [mm]  
Ampiezza delle fessure (di calcolo):  $w_k$  = 0,106 [mm]

Risulta quindi:

$w_k = 0.106 \text{ mm} < w_{lim} = 0.2 \text{ mm}$ .

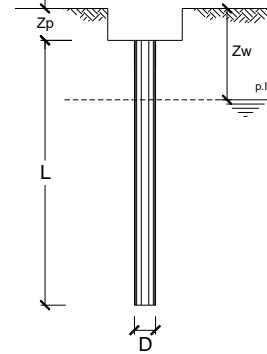
## 8 ALLEGATO A - CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

### 8.1 Spalla 1

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1,20	(m)	Area del Palo (Ap):	1,131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	0,00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	4,00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	3186	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L <sub>palo</sub> =	20,00	(m)

coefficienti parziali	Metodo di calcolo	azioni		resistenza laterale e di base		
		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> inaz
	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
	DM88	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	definiti dal progettista	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>3</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>4</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	10,00	All	18,50		38,0	
2	5,00	BIS-1	20,00			200,0
3	5,00	BIS-2	22,00		40,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
0,50	0,78		
0,00	0,00		0,35
0,50	0,84		

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Q <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	10,00	All	1097,2				
2	5,00	BIS-1	1319,5				
3	5,00	BIS-2	1621,2	56,89	0,00	10000,0	11309,7

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 3186,0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE**

base  $R_{b,cal} = 11309,7 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal} = 4037,8 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal} = 15347,6 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = (R_{b,cal} / \xi_3) = 6652,8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal} / \xi_3) = 2375,2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 9028,0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s$$

$$R_{c,d} = 6993,4 \text{ (kN)}$$

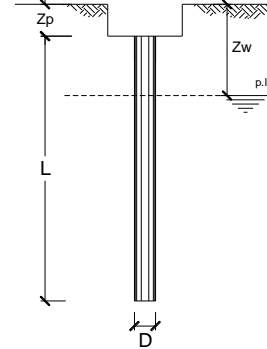
Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

8.2 Pile 1 ÷ 6

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1,20	(m)	Area del Palo (Ap):	1,131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	0,00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	4,00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	5806	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L <sub>palo</sub> =	25,00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s,raz</sub>
S.U.	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DMB8		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,35	1,15	1,25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>a</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kNm <sup>-3</sup> )	c' <sub>med</sub> (kPa)	φ' <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	12,00	All	18,50		38,0	
2	8,00	BIS-1	20,00			200,0
3	5,00	BIS-2	22,00		40,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,50	0,78		
0,00	0,00		0,35
0,50	0,84		

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Q <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	12,00	All	1490,4				
2	8,00	BIS-1	2111,2				
3	5,00	BIS-2	1992,9	55,89	0,00	10000,0	11309,7

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 5806,0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE**

$$\text{base } R_{b,cal} = 11309,7 \text{ (kN)}$$

$$\text{laterale } R_{s,cal} = 5594,4 \text{ (kN)}$$

$$\text{totale } R_{c,cal} = 16904,1 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = (R_{b,cal} / \xi_3) = 6652,8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal} / \xi_3) = 3290,8 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 9943,6 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s$$

$$R_{c,d} = 7789,6 \text{ (kN)}$$

Figura 32 – Calcolo resistenza di progetto R<sub>c,d</sub>.

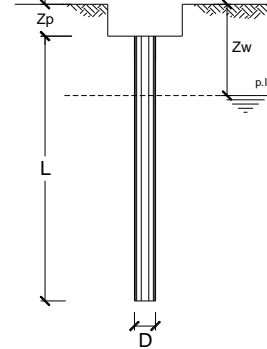
Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

8.3 Pile 7 ÷ 9

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1,20	(m)	Area del Palo (Ap):	1,131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	0,00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	4,00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6112	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L <sub>palo</sub> =	30,00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s,raz</sub>
S.U.	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DMB8		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,35	1,15	1,25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>a</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	12,00	All	18,50		38,0	
2	13,00	BIS-1	20,00			200,0
3	5,00	BIS-2	22,00		40,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,50	0,78		
0,00	0,00		0,35
0,50	0,84		

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Q <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	12,00	All	1490,4				
2	13,00	BIS-1	3430,6				
3	5,00	BIS-2	2388,3	55,89	0,00	10000,0	11309,7

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 6112,0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE**

base  $R_{b,cal} = 11309,7 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal} = 7309,3 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal} = 18619,0 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = (R_{b,cal} / \xi_3) = 6652,8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal} / \xi_3) = 4299,6 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 10952,4 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s$$

$$R_{c,d} = 8666,8 \text{ (kN)}$$

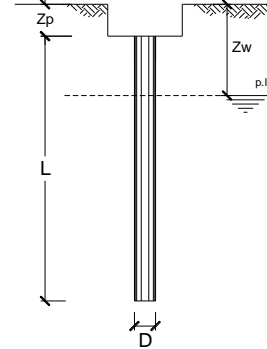
Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

8.4 Pile 10 ÷ 14

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1,20	(m)	Area del Palo (Ap):	1,131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	0,00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	4,00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6295	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L <sub>palo</sub> =	38,00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s,raz</sub>
S.U.	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DMB8		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,35	1,15	1,25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>a</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	15,00	All	18,50		38,0	
2	19,00	BIS-1	20,00			200,0
3	4,00	BIS-2	22,00		40,0	

Coefficienti di Calcolo			
k (-)	μ (-)	a (-)	α (-)
0,50	0,78		
0,00	0,00		0,35
0,50	0,84		

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Q <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	15,00	All	2174,1				
2	19,00	BIS-1	5014,0				
3	4,00	BIS-2	2413,6	53,31	0,00	10000,0	11309,7

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 6295,0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE**

base	R <sub>b,cal</sub> =	11309,7 (kN)
laterale	R <sub>s,cal</sub> =	9601,7 (kN)
totale	R <sub>c,cal</sub> =	20911,4 (kN)

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = (R_{b,cal} / \xi_3) = 6652,8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal} / \xi_3) = 5648,0 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 12300,8 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk} / \gamma_b + R_{sk} / \gamma_s$$

$$R_{c,d} = 9839,3 \text{ (kN)}$$

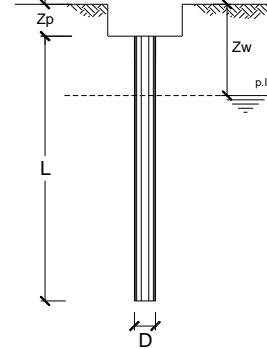
Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

8.5 Pile 15 ÷ 16

**DATI DI INPUT:**

Diametro del Palo (D):	1,20	(m)	Area del Palo (Ap):	1,131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	0,00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	8,00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6156	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L <sub>palo</sub> =	30,00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s,raz</sub>
S.U.	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DMB8		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,35	1,15	1,25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>a</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

**PARAMETRI MEDI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	16,00	All	18,50		38,0	
2	9,00	BIS-1	20,00			200,0
3	5,00	BIS-2	22,00		40,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,50	0,78		
0,00	0,00		0,35
0,50	0,84		

**RISULTATI**

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Q <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	16,00	All	3016,1				
2	9,00	BIS-1	2375,0				
3	5,00	BIS-2	2657,2	54,90	0,00	10000,0	11309,7

**CARICO ASSIALE AGENTE**

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 6156,0 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE**

base  $R_{b,cal} = 11309,7 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal} = 8048,3 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal} = 19358,0 \text{ (kN)}$

**CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA**

$$R_{b,k} = (R_{b,cal} / \xi_3) = 6652,8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal} / \xi_3) = 4734,3 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 11387,1 \text{ (kN)}$$

**CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO**

$$R_{c,d} = R_{bk} / \gamma_b + R_{sk} / \gamma_s$$

$$R_{c,d} = 9044,8 \text{ (kN)}$$

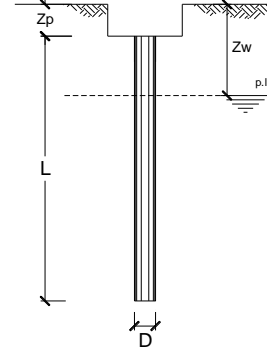
Viadotto Molino Vecchio (V02)  
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE

8.6 Spalla 2

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1,20	(m)	Area del Palo (Ap):	1,131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	0,00	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>w</sub> ):	8,00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6552	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3		L <sub>palo</sub> =	28,00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti γ <sub>G</sub>	variabili γ <sub>Q</sub>	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s,raz</sub>
SLU	A1+M1+R1	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DMB8		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		1,00	1,00	1,35	1,15	1,25



n	1	2	3	4	5	7	≥10	T.A.	prog.
ξ <sub>s</sub>	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ <sub>a</sub>	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

PARAMETRI MEDI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c' <sub>med</sub> (kPa)	φ' <sub>med</sub> (°)	c <sub>u,med</sub> (kPa)
1	16,00	All	18,50		38,0	
2	6,00	BIS-1	20,00			200,0
3	6,00	BIS-2	22,00		40,0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0,50	0,78		
0,00	0,00		0,35
0,50	0,84		

RISULTATI

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Q <sub>si</sub>	N <sub>q</sub>	N <sub>c</sub>	q <sub>b</sub>	Q <sub>bm</sub>
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	16,00	All	3016,1				
2	6,00	BIS-1	1583,4				
3	6,00	BIS-2	2960,9	55,30	0,00	10000,0	11309,7

CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_G \cdot \gamma_G + N_Q \cdot \gamma_Q$$

$$N_d = 6552,0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE

base  $R_{b,cal} = 11309,7 \text{ (kN)}$

laterale  $R_{s,cal} = 7560,3 \text{ (kN)}$

totale  $R_{c,cal} = 18870,0 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = (R_{b,cal} / \xi_s) = 6652,8 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal} / \xi_s) = 4447,2 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 11100,0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k} / \gamma_b + R_{s,k} / \gamma_s$$

$$R_{c,d} = 8795,2 \text{ (kN)}$$



## 9 ALLEGATO B - CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI

### 9.1 Spalla 1

- Calcolo del momento di plasticizzazione  $M_y$  della sezione del palo:

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Coprifero (baric.): 11 [cm]

N° barre: 20 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	5,31	0	43,8
2	5,31	13,5	41,7
3	5,31	25,7	35,4
4	5,31	35,4	25,7
5	5,31	41,7	13,5
6	5,31	43,8	0

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 500 1042 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 1070 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Tipologia**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C32/40

ε<sub>su</sub>: 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18,13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
ε<sub>syd</sub>: 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0,7333  
τ<sub>c1</sub>: 2,114

M<sub>xRd</sub>: 4.235 kNm  
σ<sub>c</sub>: -18,13 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 6,744 ‰  
d: 109 cm  
x: 37,24 x/d: 0,3417  
δ: 0,8671

**Metodo di calcolo**

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

**Tipologia flessione**

Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett: 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

- Calcolo della resistenza ( $H_d = R_{T,d}$ ) del palo nei confronti delle azioni trasversali (Broms)

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m³)	γ' (kN/m³)	φ (°)	k <sub>p</sub>	c <sub>u</sub> (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18,5	8,5	38	4,20	
strato 2		90,00	20	10		1,00	200
strato 3		85,00	22	12	40	4,60	
strato 4						1,00	
strato 5						1,00	
strato 6						1,00	

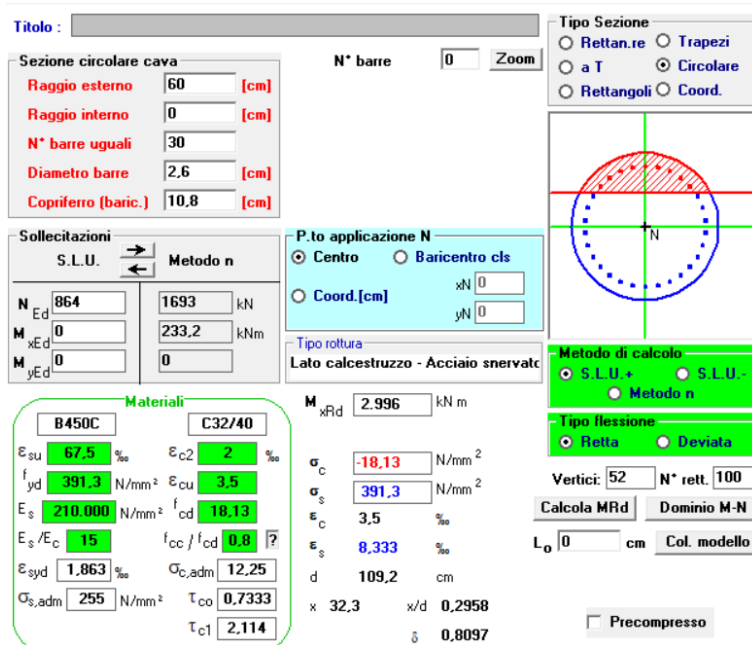
Quota falda: 96 (m)  
Diametro del palo D: 1,20 (m)  
Lunghezza del palo L: 20,00 (m)  
Momento di plasticizzazione palo M<sub>y</sub>: 4235 (kNm)  
Step di calcolo: 0,01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

Calcolo (cetri+r)	
Palo lungo	H = 2821,7 (kN)
Palo intermedio	H = 11314,7 (kN)
Palo corto	H = 39044,4 (kN)
<b>H<sub>lim</sub> =</b>	<b>2821,7 (kN) Palo lungo</b>
<b>H<sub>k</sub> = H<sub>lim</sub>/ε<sub>s3</sub> =</b>	<b>1659,8 (kN)</b>
<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub> =</b>	<b>1276,8 (kN)</b>

9.2 Pile 1 ÷ 6

- Calcolo del momento di plasticizzazione  $M_y$  della sezione del palo:



**Sezione circolare cava**

- Raggio esterno: 60 [cm]
- Raggio interno: 0 [cm]
- N° barre uguali: 30
- Diametro barre: 2,6 [cm]
- Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

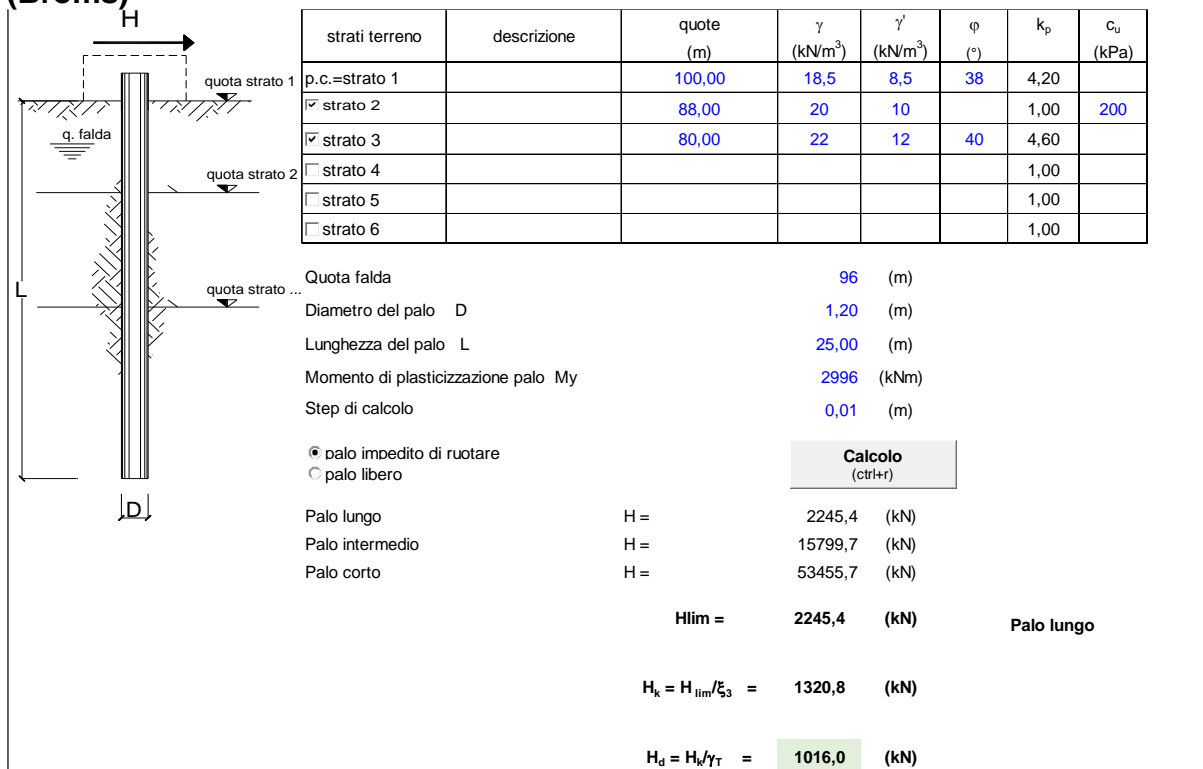
**Materiali**

- B450C:  $E_{su}$  67,5 ‰,  $f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>,  $E_s$  210.000 N/mm<sup>2</sup>,  $E_s/E_c$  15,  $E_{syd}$  1,863 ‰,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>
- C32/40:  $E_{c2}$  2 ‰,  $f_{cd}$  18,13,  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8,  $\sigma_{c,adm}$  12,25,  $\tau_{co}$  0,7333,  $\tau_{c1}$  2,114

**Calcoli**

- N: 864,  $N_{Ed}$  1693 kN
- M: 0,  $M_{Ed}$  233,2 kNm
- M<sub>xRd</sub>: 2.996 kNm
- $\sigma_c$ : -18,13 N/mm<sup>2</sup>
- $\sigma_s$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>
- $\epsilon_c$ : 3,5 ‰
- $\epsilon_s$ : 8,333 ‰
- d: 109,2 cm
- x: 32,3, x/d: 0,2958
- $\delta$ : 0,8097

- Calcolo della resistenza ( $H_d = R_{T,d}$ ) del palo nei confronti delle azioni trasversali (Broms)



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18,5	8,5	38	4,20	
strato 2		88,00	20	10		1,00	200
strato 3		80,00	22	12	40	4,60	
strato 4						1,00	
strato 5						1,00	
strato 6						1,00	

Quota falda		96	(m)
Diametro del palo D		1,20	(m)
Lunghezza del palo L		25,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo $M_y$		2996	(kNm)
Step di calcolo		0,01	(m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

	H =	(kN)	
Palo lungo	2245,4	(kN)	
Palo intermedio	15799,7	(kN)	
Palo corto	53455,7	(kN)	
	<b>H<sub>lim</sub> =</b>	<b>2245,4</b>	<b>(kN) Palo lungo</b>
	<b>H<sub>k</sub> = H<sub>lim</sub>/ξ<sub>3</sub> =</b>	<b>1320,8</b>	<b>(kN)</b>
	<b>H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub> =</b>	<b>1016,0</b>	<b>(kN)</b>

### 9.3 Pile 7 ÷ 9

- Calcolo del momento di plasticizzazione  $M_y$  della sezione del palo:

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 504 1086 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 242 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**

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

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C32/40

$\epsilon_{cu}$ : 67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰  
 $E_s$ : 210.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 18,13 ‰  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1,863 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 12,25  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0,7333  
 $\tau_{c1}$ : 2,114

M<sub>xRd</sub>: 2,885 kNm  
 $\sigma_c$ : -18,13 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3,5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 8,873 ‰  
d: 109,2 cm  
x: 30,89 x/d: 0,2829  
 $\delta$ : 0,7936

**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<sub>o</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

- Calcolo della resistenza ( $H_d = R_{T,d}$ ) del palo nei confronti delle azioni trasversali (Broms)

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\varphi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18,5	8,5	38	4,20	
strato 2		88,00	20	10		1,00	200
strato 3		75,00	22	12	40	4,60	
strato 4						1,00	
strato 5						1,00	
strato 6						1,00	

Quota falda: 96 (m)  
Diametro del palo D: 1,20 (m)  
Lunghezza del palo L: 30,00 (m)  
Momento di plasticizzazione palo  $M_y$ : 2885 (kNm)  
Step di calcolo: 0,01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo (ctf+ $\tau$ )**

Palo lungo H = 2189,6 (kN)  
Palo intermedio H = 20705,0 (kN)  
Palo corto H = 68394,8 (kN)

H<sub>lim</sub> = 2189,6 (kN) **Palo lungo**

$H_k = H_{lim}/\xi_3 = 1288,0$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 990,8$  (kN)

### 9.4 Pile 10 ÷ 14

- **Calcolo del momento di plasticizzazione  $M_y$  della sezione del palo:**

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro [baric.]: 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

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

N<sub>Ed</sub>: 681 1702 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 203 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

**Materiali**

B450C C32/40

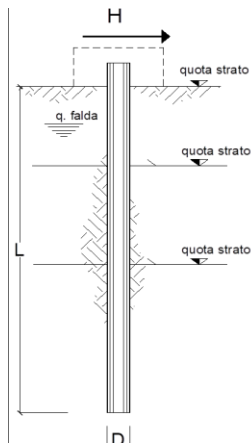
$\epsilon_{su}$ : 67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391,3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰  
 $E_s$ : 210.000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : 18,13  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1,863 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 12,25  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0,7333  
 $\tau_{c1}$ : 2,114

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

M<sub>xRd</sub>: 2.940 kN m  
 $\sigma_c$ : -18,13 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3,5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 8,604 ‰  
d: 109,2 cm  
x: 31,58 x/d: 0,2892  
 $\delta$ : 0,8014

Precompresso

- **Calcolo della resistenza ( $H_d = R_{T,d}$ ) del palo nei confronti delle azioni trasversali (Broms)**



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18,5	8,5	38	4,20	
strato 2		85,00	20	10		1,00	200
strato 3		66,00	22	12	40	4,60	
strato 4						1,00	
strato 5						1,00	
strato 6						1,00	

Quota falda: 96 (m)  
Diametro del palo D: 1,20 (m)  
Lunghezza del palo L: 38,00 (m)  
Momento di plasticizzazione palo  $M_y$ : 2940 (kNm)  
Step di calcolo: 0,01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo (ctrl+r)**

Palo lungo H = 2211,8 (kN)  
Palo intermedio H = 28893,0 (kN)  
Palo corto H = 88645,4 (kN)

H<sub>lim</sub> = 2211,8 (kN) Palo lungo

H<sub>k</sub> = H<sub>lim</sub>/ $\epsilon_{s3}$  = 1301,1 (kN)

H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/ $\gamma_T$  = 1000,8 (kN)

9.5 Pile 15 ÷ 16

- Calcolo del momento di plasticizzazione  $M_y$  della sezione del palo:

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 2,6 [cm]  
Copriferro (baric.): 10,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

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

N<sub>Ed</sub>: 760 1799 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 247,2 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 0

**P.to applicazione N**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C32/40  
 E<sub>su</sub>: 67,5 ‰ E<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 210.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 18,13 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8 [?]   
 E<sub>syd</sub>: 1,863 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12,25 ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,7333 ‰  
 τ<sub>c1</sub>: 2,114 ‰

M<sub>xRd</sub>: 2.964 kNm  
σ<sub>c</sub>: -18,13 N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>s</sub>: 3,5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 8,487 ‰  
d: 109,2 cm  
x: 31,88 x/d: 0,292  
δ: 0,805

**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<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

- Calcolo della resistenza ( $H_d = R_{T,d}$ ) del palo nei confronti delle azioni trasversali (Broms)

strati terreno	descrizione	quote (m)	γ (kN/m <sup>3</sup> )	γ' (kN/m <sup>3</sup> )	φ (°)	k <sub>p</sub>	c <sub>u</sub> (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18,5	8,5	38	4,20	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		84,00	20	10		1,00	200
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		75,00	22	12	40	4,60	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

Quota falda: 92 (m)  
 Diametro del palo D: 1,20 (m)  
 Lunghezza del palo L: 30,00 (m)  
 Momento di plasticizzazione palo M<sub>y</sub>: 2964 (kNm)  
 Step di calcolo: 0,01 (m)

palo imoedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo (cfr+)**

Palo lungo H = 2234,2 (kN)  
 Palo intermedio H = 24806,8 (kN)  
 Palo corto H = 78247,6 (kN)

H<sub>lim</sub> = 2234,2 (kN) **Palo lungo**

H<sub>k</sub> = H<sub>lim</sub>/E<sub>s</sub> = 1314,2 (kN)

H<sub>d</sub> = H<sub>k</sub>/γ<sub>T</sub> = 1010,9 (kN)

### 9.6 Spalla 2

- Calcolo del momento di plasticizzazione  $M_y$  della sezione del palo:

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
Raggio interno: 0 [cm]  
N° barre uguali: 30  
Diametro barre: 3 [cm]  
Copriferro (baric.): 11,2 [cm]

**N° barre** 20 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	7,070001	0	42,8
2	7,070001	13,2	40,7
3	7,070001	25,2	34,6
4	7,070001	34,6	25,2
5	7,070001	40,7	13,2
6	7,070001	42,8	0

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

N<sub>Ed</sub>: 255 1065 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 1279 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 0

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

**Materiali**

B450C C32/40

$\epsilon_{su}$ : 67,5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391,3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰  
 $E_s$ : 210.000 N/mm²  $f_{cd}$ : 18,13 ‰  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1,863 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 12,25  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0,7333  
 $\tau_{c1}$ : 2,114

**M<sub>xRd</sub>** 5,254 kNm  
 $\sigma_c$ : -18,13 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3,5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 6,042 ‰  
d: 108,8 cm  
x: 39,91 x/d: 0,3668  
 $\delta$ : 0,8985

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

**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<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello  
 Precompresso

- Calcolo della resistenza ( $H_d = R_{T,d}$ ) del palo nei confronti delle azioni trasversali (Broms)

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m³)	$\gamma'$ (kN/m³)	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18,5	8,5	38	4,20	
☑ strato 2		84,00	20	10		1,00	200
☑ strato 3		78,00	22	12,5	40	4,60	
☐ strato 4						1,00	
☐ strato 5						1,00	
☐ strato 6						1,00	

Quota falda: 92 (m)  
Diametro del palo D: 1,20 (m)  
Lunghezza del palo L: 28,00 (m)  
Momento di plasticizzazione palo  $M_y$ : 5254 (kNm)  
Step di calcolo: 0,01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

**Calcolo (cfr+)**

Palo lungo H = 3258,9 (kN)  
Palo intermedio H = 22779,1 (kN)  
Palo corto H = 75095,4 (kN)

H<sub>lim</sub> = 3258,9 (kN) **Palo lungo**

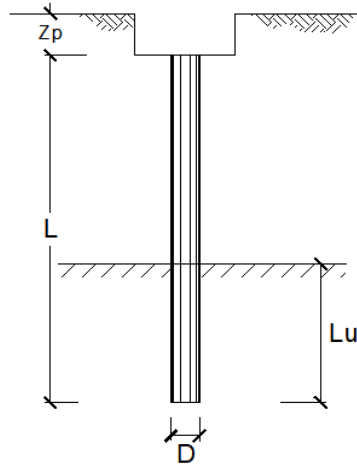
$H_k = H_{lim}/\gamma_T = 1917,0$  (kN)

$H_d = H_k/\gamma_T = 1474,6$  (kN)

## 10 ALLEGATO C – COMPORTAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICHI ASSIALI

### 10.1 Spalla 1

<b>CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA</b>	
<b>OPERA:</b>	SPALLA SP1
<b>DATI DI IMPUT:</b>	
Diametro del Palo (D):	1,20 (m)
Carico sul palo (P):	1431,0 (kN)
Lunghezza del Palo (L):	20,00 (m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	10,00 (m)
Modulo di Deformazione (E):	200,00 (MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	16 (-)
Spaziatura dei pali (s)	3,6 (m)
<b>CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:</b>	
$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$	
Coefficiente di forma	
$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D):$	1,42 (-)
Cedimento del palo	
$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$	= 1,02 (mm)
<b>CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:</b>	
$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$	
Coefficiente di Gruppo	
$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2$ (Viggiani, 1999)	
$R = (n * s / L)^{0,5}$	R = 1,697
Cedimento della palificata	
$\delta_p = n * R_g * \delta =$	16 * 0,34 * 1,02 = 5,53 (mm)



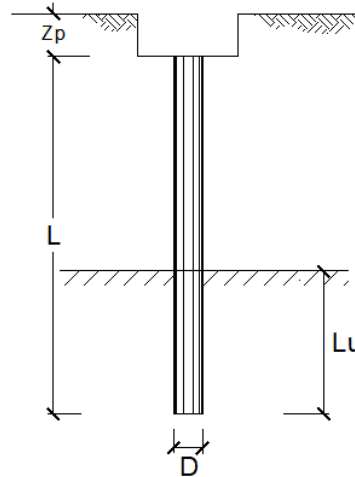
## 10.2 Pile 1 ÷ 6

### CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

**OPERA:** PILE 1 ÷ 6

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D): 1,20 (m)  
 Carico sul palo (P): 2919,0 (kN)  
 Lunghezza del Palo (L): 25,00 (m)  
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 13,00 (m)  
 Modulo di Deformazione (E): 200,00 (MPa)  
 Numero di pali della Palificata (n): 6 (-)  
 Spaziatura dei pali (s): 3,6 (m)



**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1,53 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1,72 \text{ (mm)}$$

**CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:**

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 0,930$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 6 * 0,69 * 1,72 = 7,12 \text{ (mm)}$$



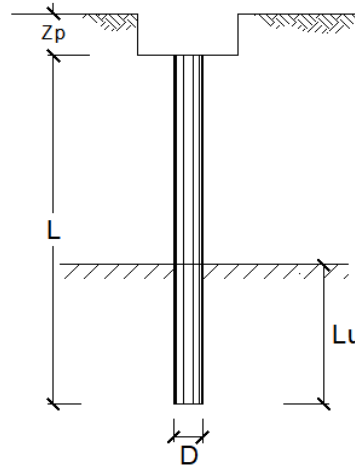
### 10.3 Pile 7 ÷ 9

#### CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

**OPERA:** PILE 7 e 9

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D):	1,20	(m)
Carico sul palo (P):	2852,0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	30,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	18,00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	200,00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	6	(-)
Spaziatura dei pali (s)	3,6	(m)



**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1,68 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta \cdot P / E \cdot L_{utile} = 1,33 \quad (\text{mm})$$

**CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:**

$$\delta_p = R_s \cdot \delta = n \cdot R_g \cdot \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n \cdot s / L)^{0,5} \quad R = 0,849$$

Cedimento della palificata

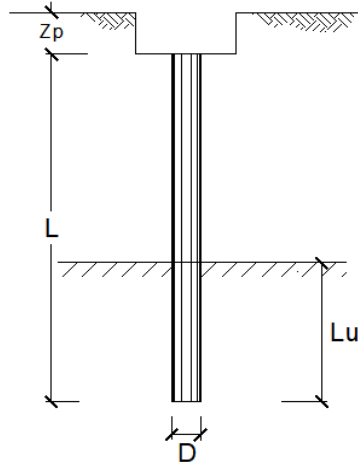
$$\delta_p = n \cdot R_g \cdot \delta = 6 \cdot 0,77 \cdot 1,33 = 6,13 \quad (\text{mm})$$

**CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA**

**OPERA:** PILA 8

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D): 1,20 (m)  
Carico sul palo (P): 2852,0 (kN)  
Lunghezza del Palo (L): 30,00 (m)  
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 18,00 (m)  
Modulo di Deformazione (E): 200,00 (MPa)  
Numero di pali della Palificata (n): 9 (-)  
Spaziatura dei pali (s): 3,6 (m)



**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1,68 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1,33 \text{ (mm)}$$

**CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:**

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1,039$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 9 * 0,60 * 1,33 = 7,19 \text{ (mm)}$$

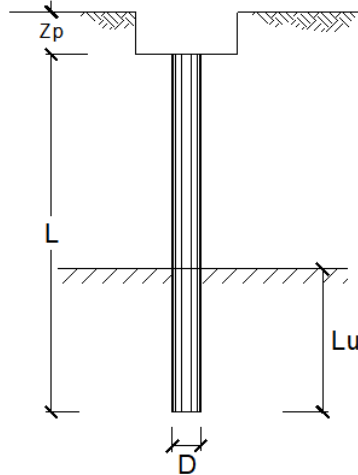
### 10.4 Pile 10 ÷ 14

#### CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

**OPERA:** PILE 10 ÷ 14

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D): 1,20 (m)  
 Carico sul palo (P): 2919,0 (kN)  
 Lunghezza del Palo (L): 38,00 (m)  
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 23,00 (m)  
 Modulo di Deformazione (E): 200,00 (MPa)  
 Numero di pali della Palificata (n): 6 (-)  
 Spaziatura dei pali (s): 3,6 (m)



**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1,78 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1,13 \text{ (mm)}$$

**CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:**

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 0,754$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 6 * 0,89 * 1,13 = 6,05 \text{ (mm)}$$

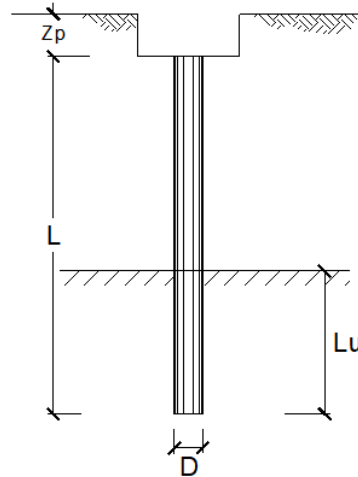
### 10.5 Pile 15 ÷ 16

#### CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

**OPERA:** PILE 15 - 16

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D): 1,20 (m)  
Carico sul palo (P): 2894,0 (kN)  
Lunghezza del Palo (L): 30,00 (m)  
Lunghezza Utile del Palo (Lu): 14,00 (m)  
Modulo di Deformazione (E): 200,00 (MPa)  
Numero di pali della Palificata (n): 6 (-)  
Spaziatura dei pali (s): 3,6 (m)



**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1,57 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1,62 \text{ (mm)}$$

**CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:**

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 0,849$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 6 * 0,77 * 1,62 = 7,48 \text{ (mm)}$$

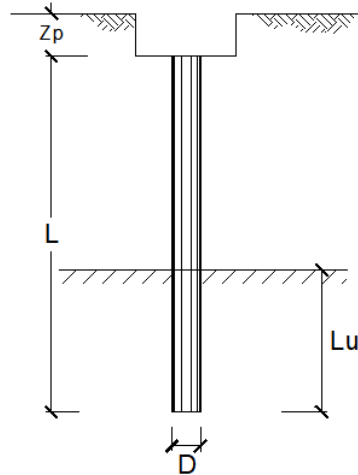
## 10.6 Spalla 2

### CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

**OPERA:** SPALLA SP2

**DATI DI IMPUT:**

Diametro del Palo (D): 1,20 (m)  
 Carico sul palo (P): 2491,0 (kN)  
 Lunghezza del Palo (L): 20,00 (m)  
 Lunghezza Utile del Palo (Lu): 12,00 (m)  
 Modulo di Deformazione (E): 200,00 (MPa)  
 Numero di pali della Palificata (n): 20 (-)  
 Spaziatura dei pali (s): 3,6 (m)



**CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:**

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): 1,50 (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1,56 \text{ (mm)}$$

**CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:**

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 1,897$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 20 * 0,30 * 1,56 = 9,33 \text{ (mm)}$$