

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 Carlacini
 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:



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.Carlacini
 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
08.01 VIADOTTO MARROGGIA

Relazione di calcolo pali di fondazione spalla S2 (farfalla)

CODICE PROGETTO			NOME FILE	REVISIONE	SCALA:
PROGETTO	LIV. PROG.	ANNO	<i>T00VI01STRRE09B</i>		
DTPG143	E	23	CODICE ELAB. T00VI01STRRE09	B	-
B	Rev. A seguito istr. ANAS		Set 2023	C.Consorti	D.Carlacini N.Granieri
A	Emissione		Ago 2023	C.Consorti	D.Carlacini N.Granieri
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO APPROVATO

1	PREMESSA	2
2	RIFERIMENTI TECNICI E NORMATIVI	3
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	4
3.1	SPECIFICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI	4
4	MODELLO GEOTECNICO.....	6
5	CRITERI DI CALCOLO FONDAZIONI PROFONDE.....	9
5.1	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STATO LIMITE ULTIMO (SLU/SLV).....	10
5.1.1	Resistenza nei confronti dei carichi assiali e verifica	12
5.1.2	Resistenza nei confronti dei carichi trasversali e verifica.....	14
5.2	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) - CEDIMENTI VERTICALI).....	14
5.3	VALUTAZIONE DELLE SOLLECITAZIONI NEI PALI	16
5.4	VERIFICHE STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI IN C.A.	17
5.4.1	Verifiche per gli stati ultimi a presso-flessione	17
5.4.2	Verifiche per gli stati ultimi a presso-flessione	17
5.4.3	Verifiche per gli stati ultimi di esercizio	18
6	SOLLECITAZIONI IN FONDAZIONE.....	21
7	RISULTATI DELLE VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE SU PALI.....	22
7.1	SPALLA 2	22
7.1.1	Geometria dell'opera e modello geotecnico.....	22
7.1.2	Azioni di calcolo.....	22
7.1.3	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi assiali	23
7.1.4	Verifiche geotecniche SLU/SLV nei confronti dei carichi trasversali	23
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
8	ALLEGATO A - CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI	34
8.1	SPALLA SP2.....	34
9	ALLEGATO B - CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI	36
9.1	SPALLA SP2.....	36
10	ALLEGATO C – COMPORTAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICHI ASSIALI... 37	
10.1	SPALLA SP2.....	37

1 PREMESSA

La presente relazione di calcolo riguarda il dimensionamento e la verifica dei pali di fondazione della spalla 2 (“farfalla”) del Viadotto V01 – “Marroggia 1”, 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 933.5 metri, ed è composta da tre “tratti” di lunghezza rispettivamente pari a 310.85, 311.8 m e 310.85 m (misure valutate tra gli assi sostegni), separati giunti di dilatazione posti in corrispondenza di pile-spalle intermedie.

L’andamento planimetrico del tracciato, nella zona interessata dal viadotto, è caratterizzato da una leggera curva, di raggio costante pari a 1504 m, seguito da un tratto pressochè rettilineo.

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 (T00GE05GETRE01A) ed ai profili geotecnici generali e di dettaglio (T00GE05GETFG01A/FG02A e T00VI02STRFG01A) ai quali si rimanda per maggiori dettagli.

Nella tabella seguente sono riportati i valori dei parametri geotecnici definiti per le unità geotecniche interessate dalla fondazione della Spalla 2.

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

Unità geotecnica	γ	c'	φ'	c_u	E'
	(kN/m ³)	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
All	18 ÷ 19	0	38 ÷ 42	-	25 ÷ 50
Bis1	19 ÷ 21	5 ÷ 25	25 ÷ 35	100 ÷ 300	100 ÷ 300

Unità geotecnica	g	sc	GSI	mi	E'
	(kN/m ³)	[kPa]	[°]	[kPa]	[MPa]
Bis2	22 ÷ 24	2 - 12	28 - 50	12	300 ÷ 600

La posizione della falda è ubicata ad una profondità dalla testa dei pali pari a 5 m.

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.5**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 φ' attraverso le seguenti relazioni (cfr. E. Hoek, C. Carranza-Torres & B. Corkum, 2002):

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

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

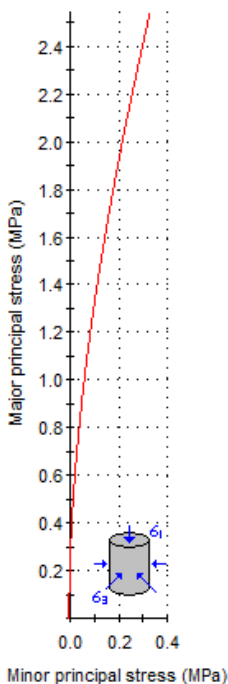
in cui $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max}/\sigma_{ci}$.

Nella tabella a seguire si riportano i valori di input utilizzati per la linearizzazione precedentemente descritta; per la valutazione della σ'_{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 φ')

Unità geotecnica	σ_c	GSI	mi	D	σ'_{3max}
	[kPa]	[-]	[kPa]	[-]	[MPa]
Bi2	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

$m_b = 1.408$ $s = 0.0013$ $a = 0.511$

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

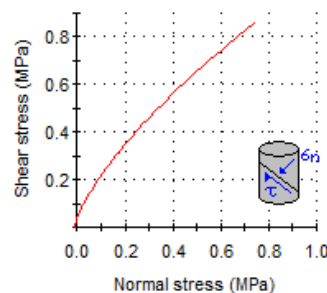


Figura 1 _ Linearizzazione criterio di Hoek e Brown.

Nella tabella seguente si riportano quindi i valori dei parametri di resistenza definiti nel criterio di Mohr-Coulomb (c' e ϕ'); 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	γ	c'	ϕ'
	(kN/m ³)	[kPa]	[°]
Bi2	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 e 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).

V01	Numero di pali	Diametro pali	Lunghezza pali
	[-]	[m]	[m]
SPALLA SP1 (o SPA)	16	1.2	20
PILE da 1 a 4	6	1.2	25
PILE 5 e 6	6	1.2	30
PILA 7	9	1.2	30
PILE da 8 a 13	6	1.2	22
PILA 14	9	1.2	22
PILE 15 e 16	6	1.2	22
PILE da 17 a 20	6	1.2	30
SPALLA SP2 (o SPB)	125	1.5	30

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

⁽¹⁾ 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 γ_{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 ξ_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 γ_R (cfr. Figura 3 e Figura 4: Tab. 6.4.II e Tab. 6.4.VI delle NTC2018).

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

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

^o 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 γ_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 ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

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

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;

α = 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)	α (-)
	<25	0,7
	25 ÷ 70	0.7 - 0.008 ($c_u - 25$)
	≥ 70	0,35

Figura 6 _ Valori di α 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;

φ' = 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 φ' , valutato all'insorgere delle deformazioni plastiche.

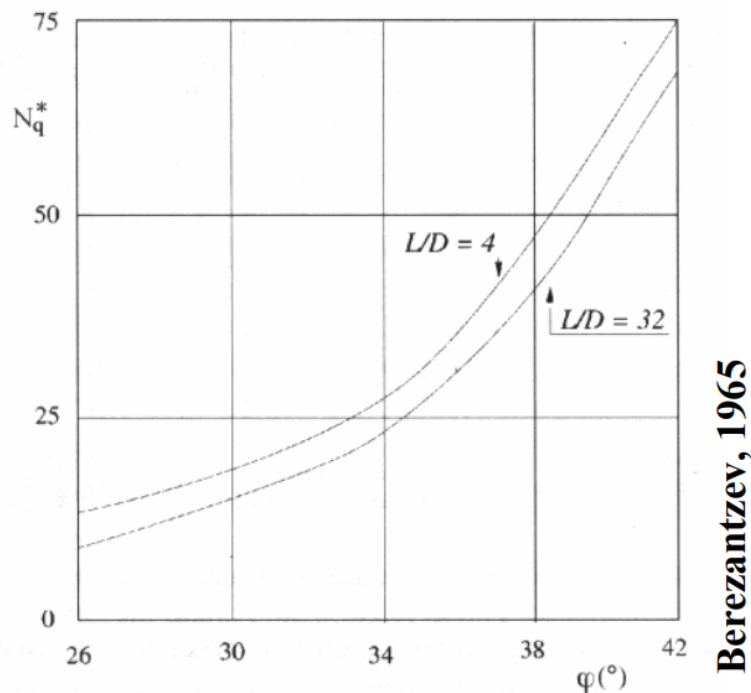


Figura 7 _Valori di N_q^* per pali di grande diametro (Berezantzev, 1965).

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 ξ e γ_R , precedentemente definiti.

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

Tabella 7 _Parametri geotecnici e coefficienti utilizzati nei calcoli, per terreni a grana fine.

Unità geotecnica	Tipologia di terreno	α	cu
		[-]	[kPa]
Bi1	Grana fine	0.35	200

Tabella 8 _ Parametri geotecnici e coefficienti utilizzati nei calcoli, per terreni a grana grossa.

Unità geotecnica	Tipologia di terreno	c'	φ'	K	μ	β
		[kPa]	[°]	[-]	[-]	[-]
All	Grana grossa	0	38	0.50	0.78	0.39
Bi2	Grana grossa	0	40		0.84	0.42

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;

γ' : 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 ξ e γ_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;

Fck = 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/m³; cautelativamente è stato assunto un valore $k_h = 20000$ kN/m³.

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 γ 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 ³]	[kN/m ³]
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:

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

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 ϵ_{sm} e alla distanza media tra le fessure s_{rm} , come di seguito espresso:

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

$$s_{rm} = \left(k_3c + k_1k_2k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{eff}} \right) / 1.7$$

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

in cui

- σ_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
- ϕ = 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 ε_1 e ε_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 della spalla 2 i valori delle azioni trasferite dalla struttura ai singoli pali, in corrispondenza della quota di testa, sono stati ottenuti direttamente dal calcolo strutturale.

Si rimanda quindi alle specifiche relazioni strutturali ed allegati di calcolo per il dettaglio sulle azioni (T00VI01STRRE07 e T00VI01STRRE15).

7 RISULTATI DELLE VERIFICHE DELLE FONDAZIONI PROFONDE SU PALI

7.1 SPALLA 2

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 _ V01 – Spalla SP2: caratteristiche palificata.

V01	Numero di pali	Diametro pali	Lunghezza pali
	[-]	[m]	[m]
SPALLA SP2	125	1.5	30

Tabella 11 _ V01 – Spalla SP2: modello geotecnico di calcolo.

V02	z	Unità	γ	ϕ'	c'	c_u	E'
SPALLA SP2	[m da t.p.]	geotecnica	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]
	0 ÷ 8	All	18.5	38	0	-	30
	8 ÷ 25	BI1	20	-	-	200	200
	25 ÷ 30	BI2	22	40	0	-	400

La quota della falda è stata assunta alla profondità di 5 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 _ V01 – Spalle SP2: Azioni di calcolo.

SLE RARA			SLE FREQUENTE			SLE QUASI PERMANENTE			SLU STR			SLV		
Nmax	Nmin	Tmax	Nmax	Nmin	Tmax	Nmax	Nmin	Tmax	Nmax	Nmin	Tmax	Nmax	Nmin	Tmax
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
3549	361	927	2922	635	683	2767	702	626	5071	457	1299	5364	-1924	2335

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_ V01 – Spalla SP2: Azioni di calcolo in testa ai pali, SLU/SLV.

SLU STR			SLV		
Nmax	Nmin		Nmax	Nmin	
[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	
5071	457		5364	-1924	

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

Tabella 14_ V01 – Spalla SP2: Sintesi delle verifiche geotecniche nei confronti dei carichi assiali (SLU/SLV).

Opera: V01	Azioni assiali						Resistenza e verifica del palo singolo					
	N _{max}	N _{max, traz}	Wp	F _d	F _{d, med}	F _{d, traz}	R _{L, cal}	R _{B, cal}	R _{c, d}	R _{c, d} / F _d	R _{t, d}	R _{t, d} / F _{d, traz}
Fondazioni	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[-]
SPALLA 2	5364	-1924	1325	6690	1723	-599	9758	11310	12691	1.9	4592	7.6

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_ V01 – Spalla SP2: azioni di calcolo SLU/SLV.

SLU STR			SLV			
	Nmin	Tmax		Nmin	Tmed-max	Tmax
	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	[kN]
	457	1299		-1924	1902	2335

Le verifiche sono state condotte nei confronti sia del valore massimo, $F_{T,d} = T_{max}$, sia del massimo valore medio, $F'_{T,d} = T_{med-max}$, della sollecitazione trasversale agente sui pali. Nel caso della verifica nei confronti del valore medio, è stato tenuto conto di un fattore riduttivo pari a 0.8 della resistenza di progetto, per tenere conto della presenza degli altri pali.

Nelle tabelle a seguire si riporta una sintesi delle verifiche effettuate.

Tabella 16_ V01 – Spalla SP2: Sintesi verifica geotecnica nei confronti delle azioni trasversali (SLU/SLV).

Opera: V01	Azione trasversale (valore massimo)	Verifica palo singolo (con riferimento al palo più sollecitato)				
	F _{T,d}	Armatura longitudinale	My	R _{T, cal}	R _{T, d}	R _{T, d} / F _{T, d}
	[kN]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]
SPALLA 2	2335	34 φ 32 + 34 φ 32	9765	5315	2405	1.03

Tabella 17 _ V01 – Spalla SP2: Sintesi verifica geotecnica nei confronti delle azioni trasversali (SLU/SLV).

Opera: V01	Azione trasversale (valore massimo del carico medio)	Verifica palo in gruppo						
	$F'_{T,d}$	Armatura longitudinale	M_y	$R_{T,cal}$	$R_{T,d}$	η	$R'_{T,d}$	$R_{T,d}/F_{T,d}$
	[kN]	[-]	[kNm]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]
SPALLA 2	1903	34 ϕ 32 + 34 ϕ 32	9765	5315	2405	0.8	1924	1.01

7.1.5 Verifiche geotecniche SLE – valutazione cedimenti

Nella tabella a seguire sono riportati i valori delle azioni di progetto e il cedimento ottenuto:

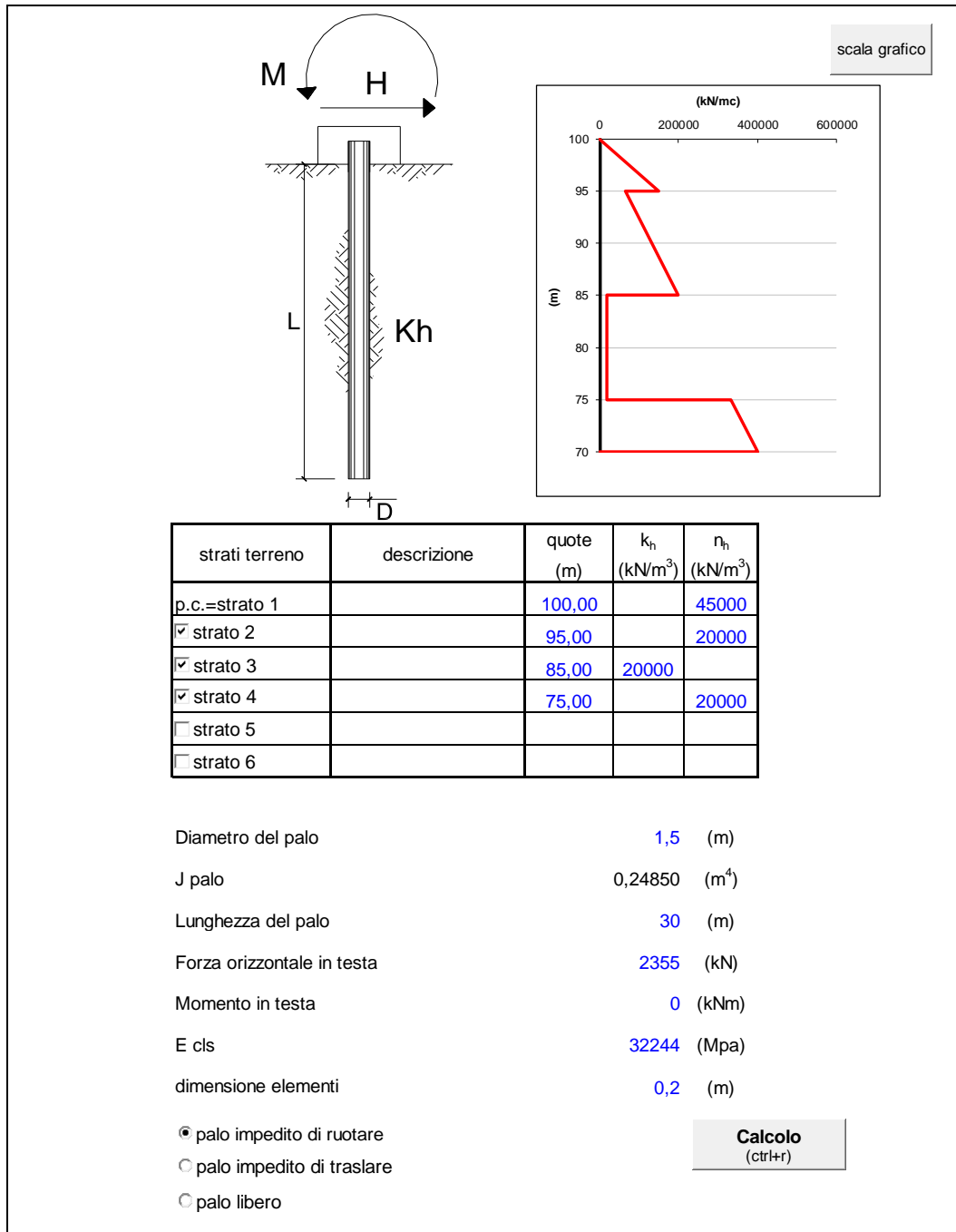
Tabella 18 _ V01 – Spalla SP2: Sintesi cedimenti palo singolo e palificata (SLE).

Opera: V01	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]
SPALLA 2	125	1,5	30	4,08	0.13	3549	1.3	21.9

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 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 $F_{T,d} = 2335$ kN.



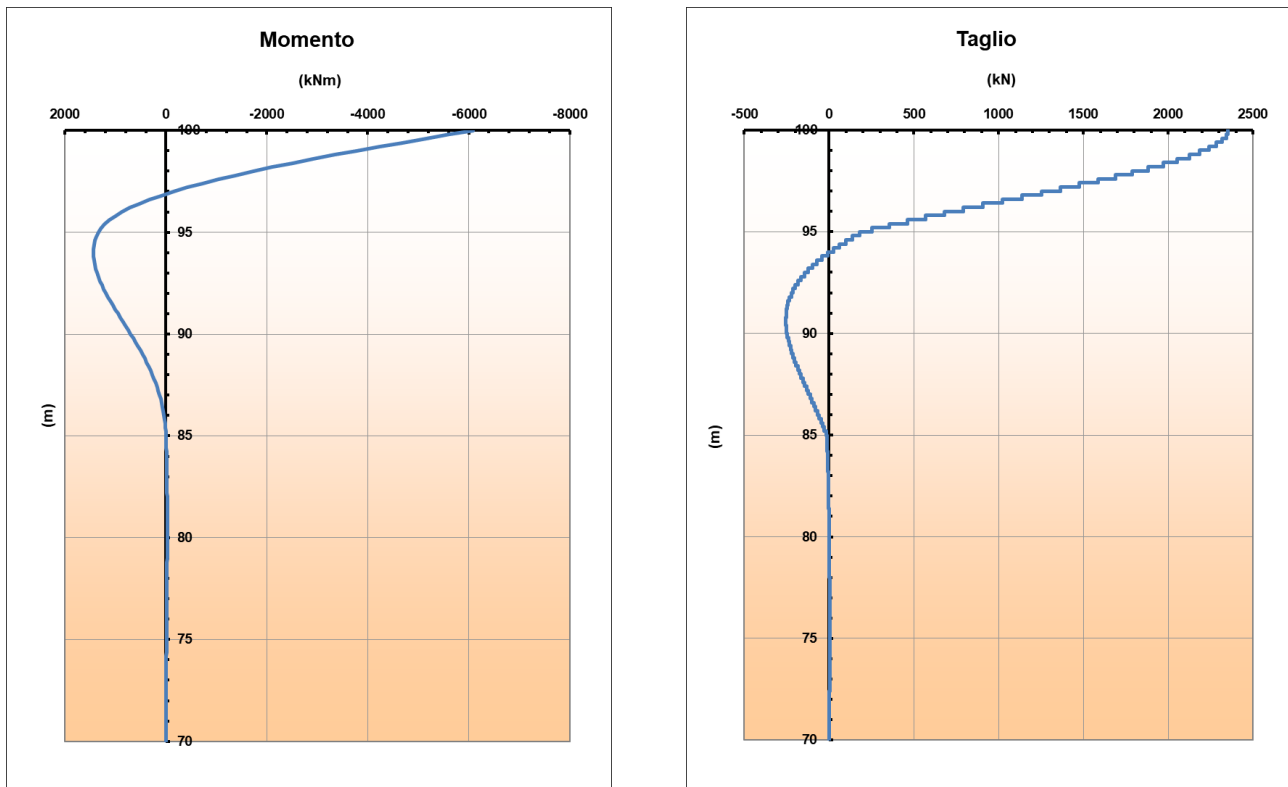


Figura 9 – Andamento del momento e del taglio lungo il palo.

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 19 _ V01 – 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
6084	9765	1.6	34 Ø 32 + 34 Ø 32
T_{Ed} (kN)	T_{Rd} (kN)	FS	Armatura trasversale
2335	3129	1.3	Ø 14/10 (2 bracci)

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

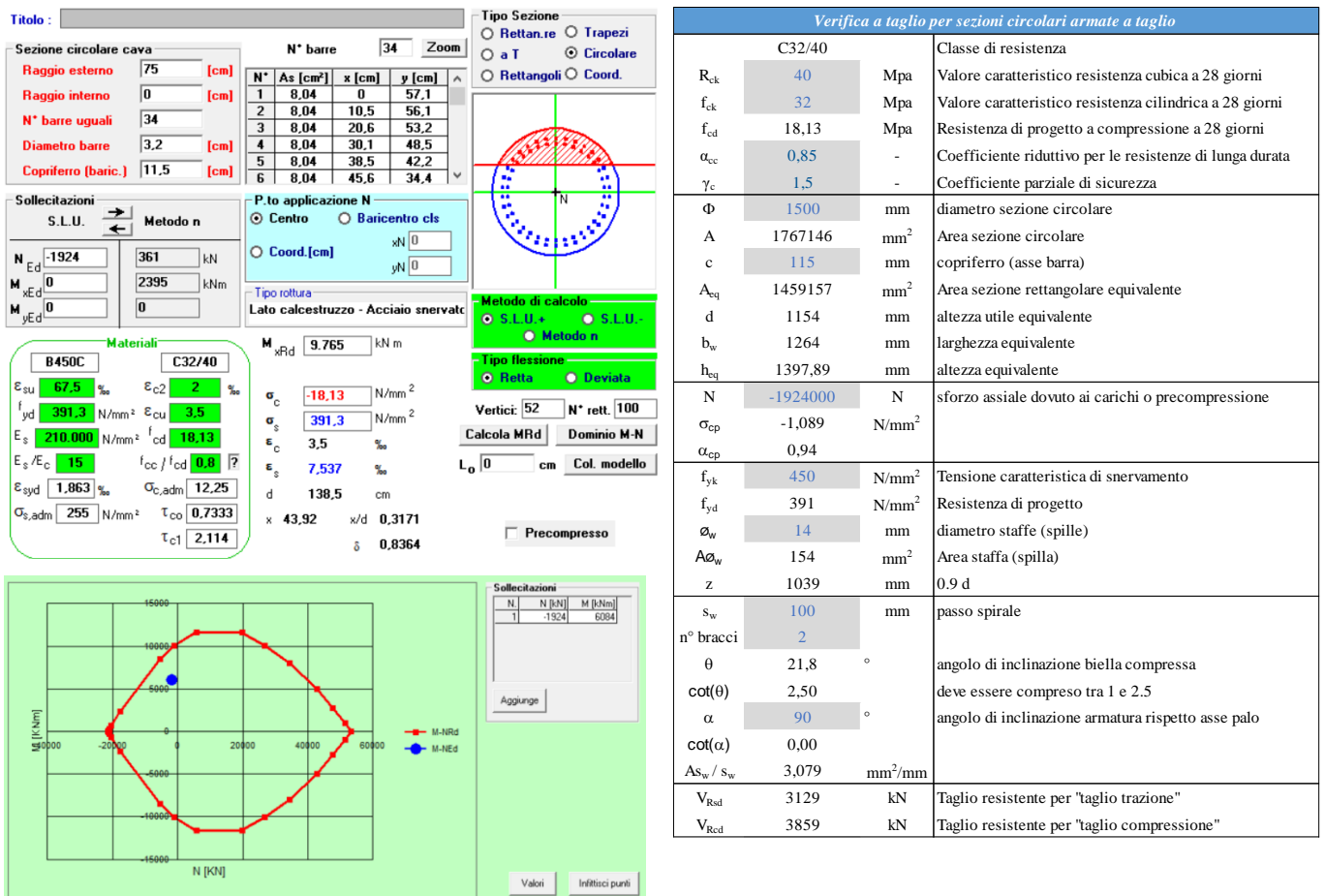


Figura 10 – Calcolo momento e taglio resistenti, M_{rd} e T_{rd} .

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 20 _ V01 – 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]
3549	361	927	2922	635	683	2767	702	626

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

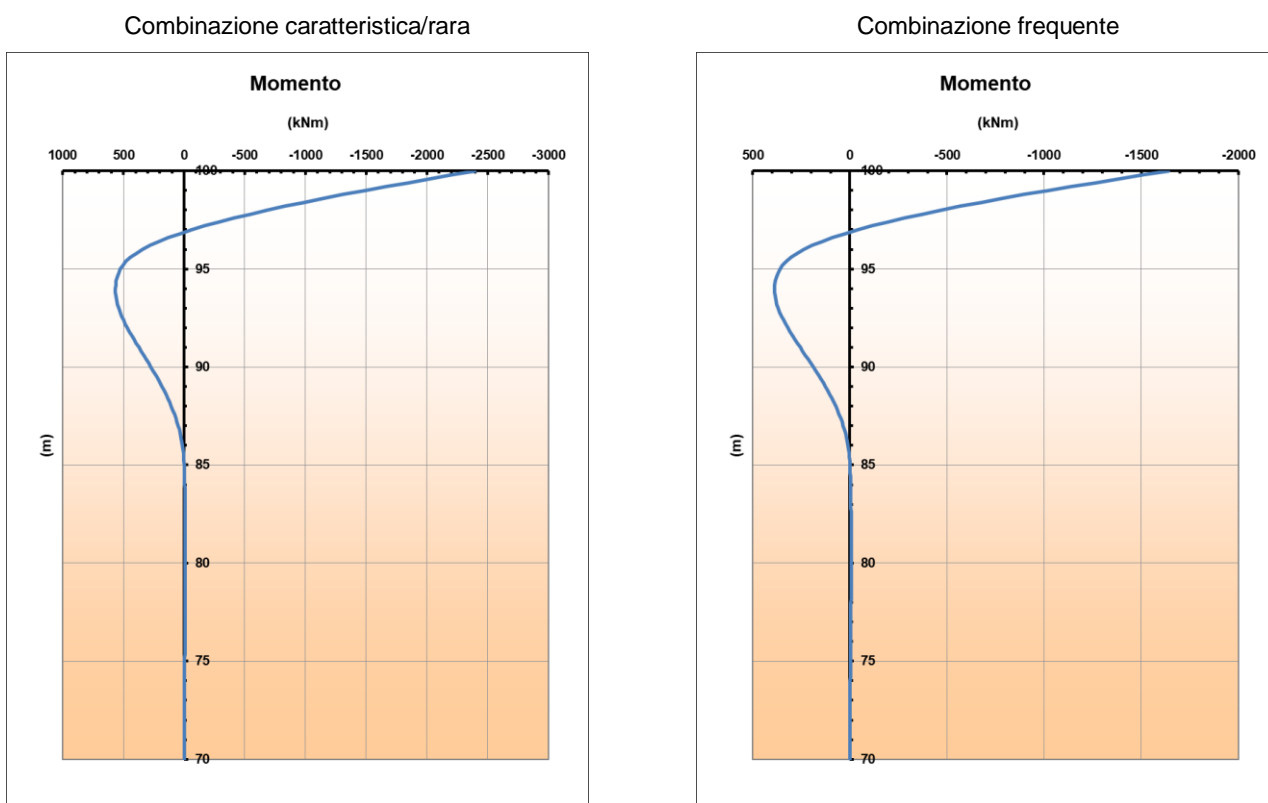


Figura 11 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi rara (sx) e frequente (dx).

Combinazione quasi permanente

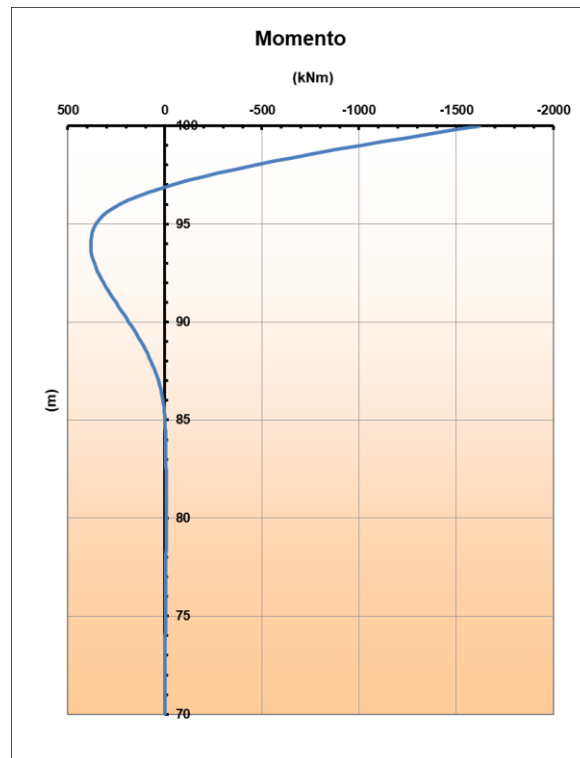


Figura 12 – Andamento momento lungo il palo, in condizioni SLE quasi permanente.

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: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 34
Diametro barre: 3,2 [cm]
Copriferro (baric.): 11,5 [cm]

N° barre 34 **Zoom**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	8,04	0	57,1
2	8,04	10,5	56,1
3	8,04	20,6	53,2
4	8,04	30,1	48,5
5	8,04	38,5	42,2
6	8,04	45,6	34,4

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 361 kN
 M_{xEd}: 0 2395 kNm
 M_{yEd}: 0 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 E_{su}: 67,5 ‰ E_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² E_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 210.000 N/mm² f_{cd}: 18,13 ‰
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0,8
 E_{syd}: 1,863 ‰ σ_{c,adm}: 12,25
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,7333
 τ_{c1}: 2,114

σ_c: -6,18 N/mm²
 σ_s: 123 N/mm²
 ε_s: 0,5856 ‰
 d: 138,5 cm
 x: 59,52 x/d: 0,4298
 δ: 0,9772

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

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

SLE - caratteristica/rara			
M _{Ed} (kNm)	σ _s (MPa)	σ _c (MPa)	Armatura longitudinale
2395	123	6.18	34 Ø 32 + 34 Ø 32

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)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	Armatura longitudinale
1641	76.65	4.317	34 Ø 32 + 34 Ø 32

Risulta quindi:

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

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 34
Diametro barre: 3.2 [cm]
Copriferro (baric.): 11.5 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 0 kN
 M_{xEd} : 0 kNm
 M_{yEd} : 0 kNm

N : 635 kN
 M : 1641 kNm

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} : 67.5 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm²
 E_s : 210.000 N/mm²
 ϵ_{syd} : 1.863 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm²

ϵ_{c2} : 2 ‰
 ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 f_{cd} : 18.13
 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 $\sigma_{c,adm}$: 12.25
 τ_{co} : 0.7333
 τ_{c1} : 2.114

σ_c : 4.317 N/mm²
 σ_s : 76.65 N/mm²
 ϵ_s : 0.365 ‰
 d : 138.5 cm
 x : 63.43 x/d : 0.4579

Verifica Precompresso

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo

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

Vertici: 52
N° iterazioni: 3

STATO LIMITE DI APERTURA DELLE FESSURE - Rif. NTC 2018

Geometria della sezione

Altezza della sezione: D = 1500 [mm]
Altezza utile della sezione: d = 1353 [mm]
Armatura tesa ordinaria
Numero di ferri tesi presenti nella sezione: $n_{t,1}$ = 34 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione: $\phi_{t,1}$ = 32 [mm]
Copriferro (netto barra): C_1 = 99 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione: $A_{st,1}$ = 27344 [mm²]
Armatura tesa di infittimento
Numero di ferri tesi presenti nella sezione: $n_{t,2}$ = 34 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione: $\phi_{t,2}$ = 32 [mm]
Copriferro (netto barra): C_2 = 163 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione: $A_{st,2}$ = 27344 [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 = 1641,00 [kNm]
Sforzo normale: N = 635,00 [kN]
Asse neutro della sezione: $y_{a,n}$ = 63,43 [mm]
Tensione massima nell'armatura tesa: $\sigma_{s,max}$ = 76,65 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo: $\sigma_{c,max}$ = 4,3 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione media delle armature presenti nella zona tesa: $\sigma_{s,med}$ = 76,7 [MPa]
Altezza efficace: $h_{c,eff}$ = 288,57 [mm]
Coefficiente di omogeneizzazione: α_e = 6,3 [-]
Fattore di durata del carico: k_t = 0,4 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa: A_s = 12867,96 [mm²]
Area efficace tesa di calcestruzzo: $A_{s,eff}$ = 237982,91 [mm²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso: ρ_{eff} = 0,0541
Resistenza media di trazione del calcestruzzo: $f_{ct,m}$ = 3,02 [MPa]
Deformazione unitaria media delle barre: ϵ_{sm} = 0,0 [-]
Diametro equivalente delle barre: ϕ_{eq} = 32,00 [mm]
Spaziatura tra le barre: s = 85,18 [mm]
Spaziatura massima di riferimento: $s_{max,rif}$ = 575,00 [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: Δs_m = 257,18 [mm]
Ampiezza limite delle fessure: $w_{k,lim}$ = 0,30 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo): w_k = 0,097 [mm]

Risulta quindi:

$$w_k = 0.097 \text{ mm} < w_{lim} = 0.3 \text{ mm.}$$

• **Verifica fessurazione SLE- quasi permanente**

SLE – quasi permanente			
M_{Ed} (kNm)	σ_s (MPa)	σ_c (MPa)	Armatura longitudinale
1618	74.11	4.272	34 Ø 32 + 34 Ø 32

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: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 34
Diametro barre: 3.2 [cm]
Copriferro [baric.]: 11.5 [cm]

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} : 0 [kN]
 M_{xEd} : 0 [kNm]
 M_{yEd} : 0 [kNm]

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 210.000 N/mm² f_{cd} : 18.13 ‰
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 ‰
 ϵ_{syd} : 1.863 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 12.25 ‰
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.7333 ‰
 τ_{c1} : 2.114 ‰

N° barre: 34 Zoom

N°	As [cm ²]	x [cm]	y [cm]
1	8.04	0	57.1
2	8.04	10.5	56.1
3	8.04	20.6	53.2
4	8.04	30.1	48.5
5	8.04	38.5	42.2
6	8.04	45.6	34.4

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]

Metodo di calcolo

S.L.U. S.L.U.
 Metodo n

σ_c : -4.272 N/mm²
 σ_s : 74.11 N/mm²

ϵ_s : 0.3529 ‰
d: 138.5 cm
x: 64.22 x/d: 0.4637
 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 ✓ 1500 [mm]
Altezza utile della sezione: d ✓ 1353 [mm]
Armatura tesa ordinaria
Numero di ferri tesi presenti nella sezione: n_{r1} ✓ 34 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione: ϕ_{r1} ✓ 32 [mm]
Copriferro (netto barra): C_1 ✓ 99 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione: $A_{sf,1}$ 27344 [mm²]
Armatura tesa di infittimento
Numero di ferri tesi presenti nella sezione: n_{r2} ✓ 34 [-]
Diametro dei ferri tesi presenti nella sezione: ϕ_{r2} ✓ 32 [mm]
Copriferro (netto barra): C_2 ✓ 163 [mm]
Area dei ferri tesi presenti nella sezione: $A_{sf,2}$ 27344 [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 1618,00 [kNm]
Sforzo normale: N 702,00 [kN]
Asse neutro della sezione: $y_{a,n}$ ✓ 64,22 [mm]
Tensione massima nell'armatura tesa: $\sigma_{s,max}$ ✓ 74,11 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo: $\sigma_{c,max}$ ✓ 4,3 [MPa]

DETERMINAZIONE DELL'AMPIEZZA DELLE FESSURE

Tensione media delle armature presenti nella zona tesa: $\sigma_{s,med}$ 74,1 [MPa]
Altezza efficace: $h_{c,eff}$ 285,93 [mm]
Coefficiente di omogeneizzazione: α_e 6,3 [-]
Fattore di durata del carico: k_1 0,4 [-]
Area totale delle armature presenti nella zona tesa: A_s 12867,96 [mm²]
Area efficace tesa di calcestruzzo: $A_{c,eff}$ 234874,41 [mm²]
Rapporto tra l'area di acciaio teso e quella di calcestruzzo teso: ρ_{eff} 0,0548
Resistenza media di trazione del calcestruzzo: $f_{ct,lim}$ 3,02 [MPa]
Deformazione unitaria media delle barre: ϵ_{sm} 0,0 [-]
Diametro equivalente delle barre: ϕ_{eq} 32,00 [mm]
Spaziatura tra le barre: s 85,18 [mm]
Spaziatura massima di riferimento: $s_{max,rif}$ 575,00 [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: $\Delta_{s,m}$ 256,41 [mm]
Ampiezza limite delle fessure: $w_{k,lim}$ 0,20 [mm]
Ampiezza delle fessure (di calcolo): w_k 0,092 [mm]

Risulta quindi:


$w_k = 0.092 \text{ mm} < w_{lim} = 0.2 \text{ mm}$.

Viadotto Marroggia (V01)
RELAZIONE di CALCOLO PALI DI FONDAZIONE SPALLA SP2
(FARFALLA)

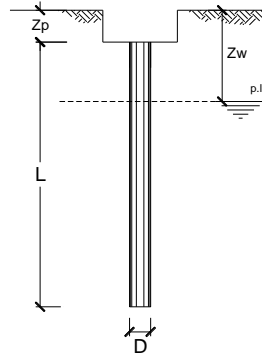
8 ALLEGATO A - CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DEI CARICHI ASSIALI

8.1 Spalla SP2

DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1,50	(m)	Area del Palo (Ap):	1,767	(m ²)
Quota testa Palo dal p.c. (z _p):	0,00	(m)	Quota falda dal p.c. (z _w):	5,00	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	6690	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3- 		L _{palo} =	30,00	(m)

coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ _b	γ _s	γ _{s max}
			γ _G	γ _Q			
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,00	1,00	1,00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1,00	1,30	1,70	1,45	1,60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1,30	1,50	1,35	1,15	1,25
	SISMA	<input type="radio"/>	1,00	1,00	1,35	1,15	1,25
DM88	<input type="radio"/>	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 ₃	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ ₄	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Strato	Spess (m)	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			γ (kN/m ³)	c _{med} (kPa)	φ _{med} (°)	c _{u med} (kPa)
1	8,00	All	18,50		38,0	
2	17,00	BIS-1	20,00			200,0
3	5,00	BIS-2	22,00		40,0	

Coefficients 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 _{si}	N _q	N _c	q _b	Q _{bm}
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	8,00	All	1007,0				
2	17,00	BIS-1	5607,7				
3	5,00	BIS-2	3143,6	56,09	0,00	10000,0	17671,5

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$N_d = 6690,0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE

base	R _{b,cal} =	17671,5 (kN)
laterale	R _{s,cal} =	9758,3 (kN)
totale	R _{c,cal} =	27429,7 (kN)

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = (R_{b,cal} / \xi_3) = 10395,0 \text{ (kN)}$$

$$R_{s,k} = (R_{s,cal} / \xi_3) = 5740,1 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 16135,1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{c,d} = 12691,4 \text{ (kN)}$$

RISULTATI

Strato (-)	Spess (m)	Tipo di terreno	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm
			(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	8,00	All	1007,0				
2	17,00	BIS-1	5607,7				
3	5,00	BIS-2	3143,6	56,09	0,00	10000,0	17671,5

CARICO ASSIALE AGENTE

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

$$Nd = -599,0 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE

base $R_{b,cal} = ,0 \text{ (kN)}$

laterale $R_{s,cal} = 9758,3 \text{ (kN)}$

totale $R_{c,cal} = 9758,3 \text{ (kN)}$

CAPACITA' PORTANTE CARATTERISTICA

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

$$R_{s,k} = (R_{s,cal} / \xi_3) = 5740,1 \text{ (kN)}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 5740,1 \text{ (kN)}$$

CAPACITA' PORTANTE DI PROGETTO

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

$$R_{t,d} = 4592,1 \text{ (kN)}$$

9 ALLEGATO B - CARICO LIMITE NEI CONFRONTI DEI CARICHI TRASVERSALI

9.1 Spalla SP2

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

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 75 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 34
Diametro barre: 3,2 [cm]
Copriferro (baric.): 11,5 [cm]

N° barre: 34 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	8,04	0	57,1
2	8,04	10,5	56,1
3	8,04	20,6	53,2
4	8,04	30,1	48,5
5	8,04	38,5	42,2
6	8,04	45,6	34,4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -1924 361 kN
M_{xEd}: 0 2395 kNm
M_{yEd}: 0 0

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

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 9.765 kN m

Materiali: B450C C32/40

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

σ_c: -18,13 N/mm²
σ_s: 391,3 N/mm²
ε_c: 3,5 ‰
ε_s: 7,537 ‰
d: 138,5 cm
x: 43,92 x/d: 0,3171
δ: 0,8364

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

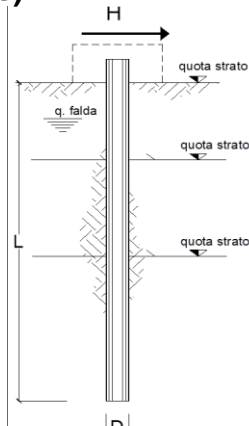
Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 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 _p	c _u (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18,5	8,5	38	4,20	
strato 2		92,00	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: 95 (m)
Diametro del palo D: 1,50 (m)
Lunghezza del palo L: 30,00 (m)
Momento di plasticizzazione palo M_y: 9765 (kNm)
Step di calcolo: 0,01 (m)

palo impedito di ruotare
 palo libero

Calcolo (ctrl+r)

Palo lungo H = 5315,3 (kN)
Palo intermedio H = 27605,4 (kN)
Palo corto H = 89152,7 (kN)

H_{lim} = 5315,3 (kN) Palo lungo

H_k = H_{lim}/γ_s = 3126,7 (kN)

H_d = H_k/γ_T = 2405,1 (kN)

10 ALLEGATO C – COMPORTAMENTO DEI PALI SOTTOPOSTI A CARICHI ASSIALI

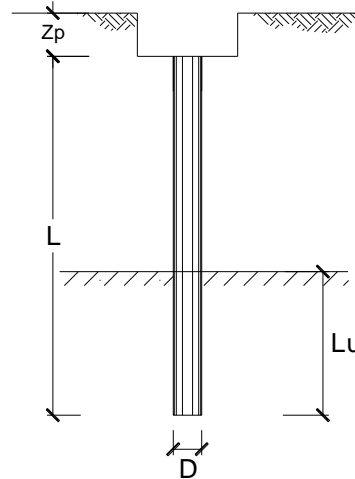
10.1 Spalla SP2

CALCOLO DEL CEDIMENTO DELLA PALIFICATA

OPERA: SPALLA SP2

DATI DI IMPUT:

Diametro del Palo (D):	1,50	(m)
Carico sul palo (P):	3549,0	(kN)
Lunghezza del Palo (L):	30,00	(m)
Lunghezza Utile del Palo (Lu):	22,00	(m)
Modulo di Deformazione (E):	200,00	(MPa)
Numero di pali della Palificata (n):	125	(-)
Spaziatura dei pali (s)	4,0	(m)



CEDIMENTO DEL PALO SINGOLO:

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile}$$

Coefficiente di forma

$$\beta = 0,5 + \text{Log}(L_{utile} / D): \quad 1,67 \quad (-)$$

Cedimento del palo

$$\delta = \beta * P / E * L_{utile} = 1,34 \quad (\text{mm})$$

CEDIMENTO DELLA PALIFICATA:

$$\delta_p = R_s * \delta = n * R_g * \delta$$

Coefficiente di Gruppo

$$R_g = 0,5 / R + 0,13 / R^2 \quad (\text{Viggiani, 1999})$$

$$R = (n * s / L)^{0,5} \quad R = 4,082$$

Cedimento della palificata

$$\delta_p = n * R_g * \delta = 125 * 0,13 * 1,34 = 21,89 \quad (\text{mm})$$