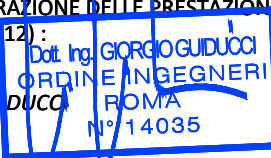


E78 GROSSETO - FANO
Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45)
Adeguamento a quattro corsie del tratto
San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto

PROGETTO DEFINITIVO

FI 508

ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

IL GEOLOGO <i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633	I PROGETTISTI SPECIALISTICI <i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111	PROGETTAZIONE ATI: (Mandataria) GP INGEENNERIA (Mandante) <i>GESTIONE PROGETTI INGEENNERIA srl</i>
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270	<i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2687 <i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 750A	(Mandante) (Mandante) (Mandante)   
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Francesco Pisani</i>	<i>Ing. Giuseppe Festa</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629	IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):
VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO <i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i>		<i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> 

OPERE D'ARTE MAGGIORI
Asse principale
VI.03 – Viadotto Mari Dir. GROSSETO
Relazione di calcolo delle fondazioni

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO LIV.PROG ANNO DPFI508 D 23	P01VI03GETRE01_B CODICE ELAB. P01VI03GETRE01	B	-
D			
C			
B	Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024	Gennaio '24	Cassarini Bordugo Guiducci
A	Emissione	Agosto '23	Cassarini Bordugo Guiducci
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO VERIFICATO APPROVATO

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>2</u>
2.	<u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....</u>	<u>5</u>
3.	<u>VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE.....</u>	<u>7</u>
4.	<u>ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018).....</u>	<u>16</u>

1. PREMESSA

Nella presente relazione di calcolo viene descritta la procedura seguita per il progetto e la verifica degli elementi strutturali principali costituenti l'opera d'arte denominata "VI.03 - Viadotto Mari Dir. GROSSETO", ricadente nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento **E78 GROSSETO – FANO - TRATTO NODO DI AREZZO – SELCI – LAMA (E45) – PALAZZO DEL PERO – 1° LOTTO (FI508)**.

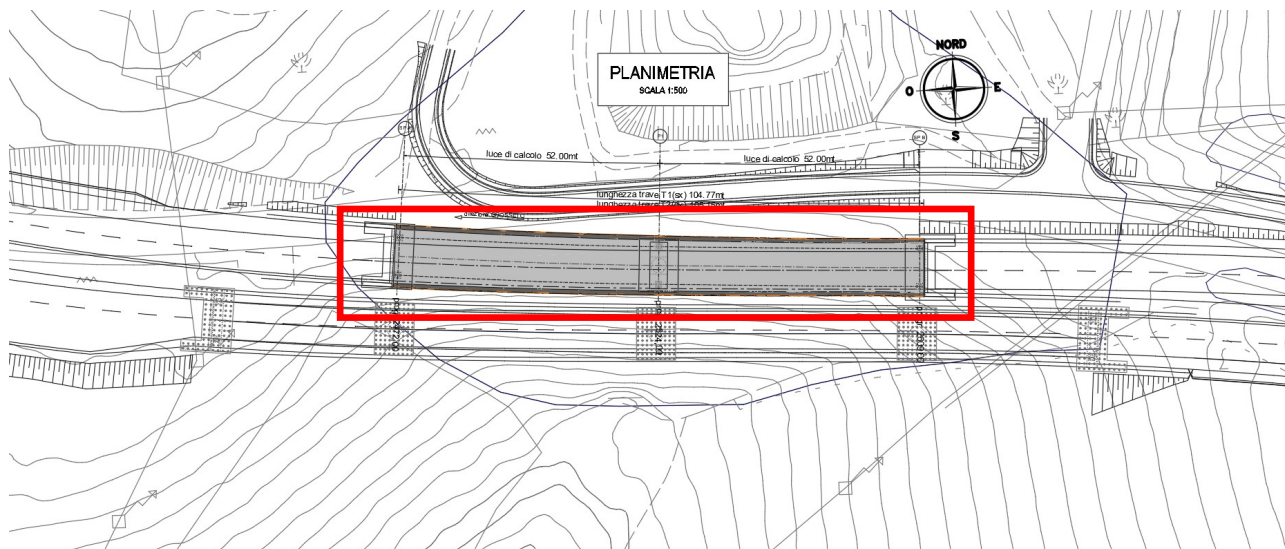
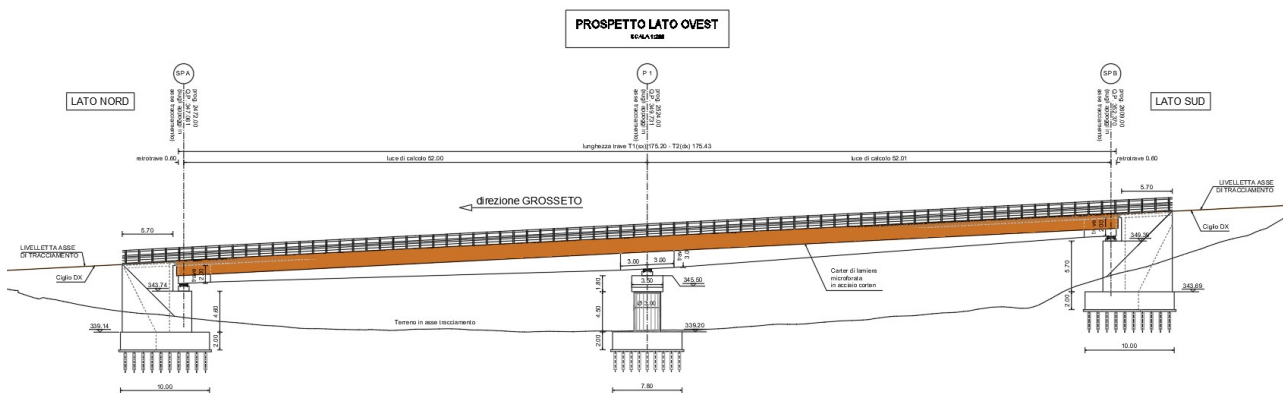


Figura 1.1 Corografia

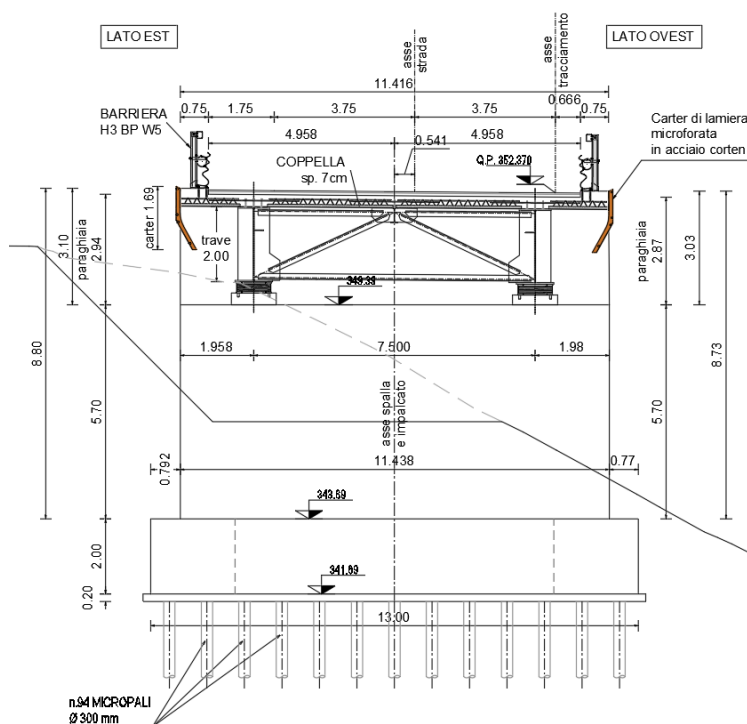
L'opera d'arte è rappresentata da un viadotto costituito da 2 campate, con luce di calcolo pari a 52.00-52.00m, per uno sviluppo complessivo di 104.77m.

L'impalcato, in sezione mista acciaio – cls, è realizzato secondo uno schema statico di trave continua.

La sezione trasversale, di larghezza complessiva 10.00m al netto del carter, è costituita da 2 travi in composizione saldata ad anima piena di altezza variabile pari a 2.00-3.00m, poste ad interasse di 7.50m, collegate da traversi reticolari aventi un interasse medio di massimo 6.00m.



SPALLA B
VISTA FRONTALE



PILA 1
VISTA FRONTALE

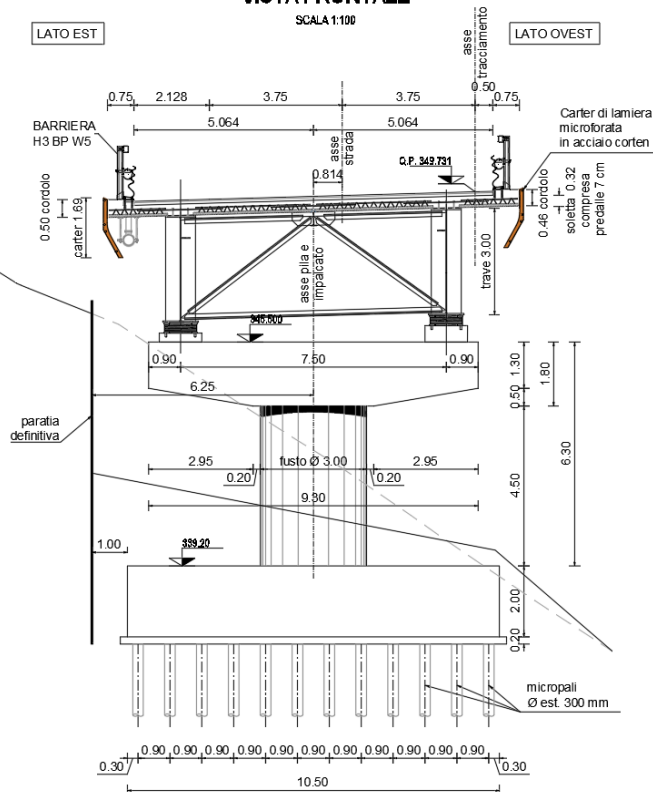


Figura 1.2 Prospetto longitudinale e sezioni trasversali

L'impalcato è costituito da una soletta in c.a. composta di lastre predalles e calcestruzzo gettato in opera per uno spessore complessivo pari a 25+7cm, resa collaborante con le travi principali per mezzo di connettori tipo Nelson; sono previsti, inoltre, dei controventi orizzontali (*attivi solo nella fase di varo della carpenteria metallica*) a livello di intradosso delle piattabande superiori delle travi principali.

Infine, l'impalcato è completato dalle opere di finitura e sicurezza quali binder, tappeto di usura e barriere del tipo H3 BP W5 ancorate su appositi cordoli laterali gettati sempre in opera.

Le spalle e le pile sono realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera e sono fondate su micropali di diametro Ø300mm.

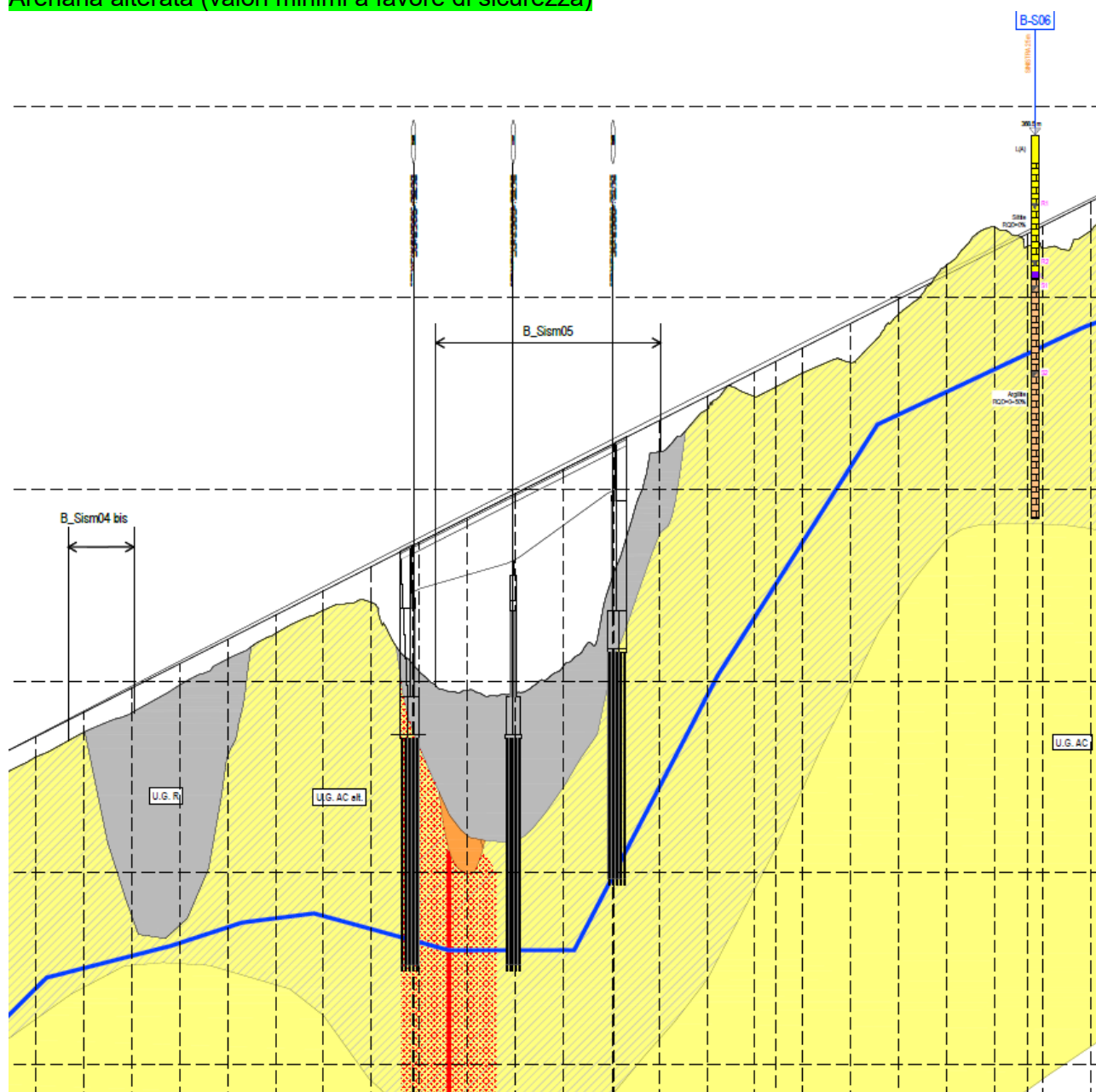
Per quanto riguarda, invece, lo schema degli appoggi, al fine di limitare le azioni sismiche trasferite dall'impalcato alle sottostrutture, si è previsto l'utilizzo di isolatori elastomerici ad alto smorzamento viscoso equivalente.

2. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

Per le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in sito si è fatto riferimento al seguente modello geotecnico.

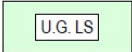
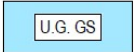
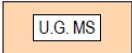
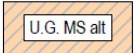
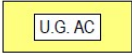
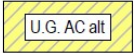
Per le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in sito si è fatto riferimento ai seguenti parametri:

Arenaria alterata (valori minimi a favore di sicurezza)



LEGENDA

UNITA' GEOTECNICHE

	UNITA' GEOTECNICA RIPORTI		UNITA' GEOTECNICA FRANE
	UNITA' GEOTECNICA LIMI SABBIOSI		UNITA' GEOTECNICA GHIAIE SABBIOSE
	UNITA' GEOTECNICA MARNE DI SAN POLO (GSI=38+40, $\sigma_c=7+10$)		UNITA' GEOTECNICA MARNE DI SAN POLO ALTERATA
	UNITA' GEOTECNICA ARENARIE DEL CERVAROLA (GSI=35+40, $\sigma_c=7+10$)		UNITA' GEOTECNICA ARENARIE DEL CERVAROLA ALTERATA

	Unità geotecnica	Unità geologica	γ/γ' (kN/m ³)	Variabilità parametri			Valori caratteristici			q_s per micropali tipo IGU (kPa)	V_s (m/s)	G_0 (MPa)	ν (-)	Valori di deformabilità di riferimento			
				ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	ϕ'_k (°)	c'_k (kPa)	c_{uk} (kPa)					$M_{fond. Dir.}$ (MPa)	$E_{fond. Dir.}$ (MPa)	$E_{fond. Prof.}$ (MPa)	E_{substr} (MPa)
Tratta in progetto	R	r	20/10	26+35	0+10	-	35	0	-	100	200	80	0.25	-	20	30	-
	FN	fn	19.5/9.5	20+30	0+10	-	20+26	0+5	-	60	100+200	20+80	0.30	-	6+10	9+15	-
	LS	at	19.5/9.5	24+28	10+30	40+60	26	10	50	-	200+400	80+300	0.30	4+20	3+16	8+30	-
	GS	at	19.5/9.5	27+32	0	-	30	0	-	100+150	200+400	80+300	0.30	-	10+15	15+22	-
	MS alt	ms	19.5/9.5	24+32	10+80	-	28	10+50*	-	200+400	200+700	80+1000	0.20	-	20+240	25+300	-
	MS	ms	23/13	24+32	80+200	-	28	100	-	400+600	700+1000	1100+2300	0.20	-	-	-	1100+1400
	AC alt	ac	19.5/9.5	25+35	10+80	-	30	10+50*	-	200+400	200+700	80+1000	0.20	-	20+240	25+300	-
	AC	ac	23/13	25+35	80+210	-	32	90	-	400+600	700+1000	1100+2300	0.20	-	-	-	1100+1400

*Valore che incrementa con la profondità

Si adotta per il calcolo della portanza, a favore di sicurezza, il valore minimo per $q_s = s = 200$ Kpa = 0.2 Mpa di AC alterato.

Per Klaterale del micropalo si è assunto:

$$K_{lat} = K_{vert}/10 \cong 50 \text{ MN/mc}$$

$$K_{vert} = N_{sle} / D_z / A \cong 547 \text{ MN/mc}$$

Per il calcolo delle spinte orizzontali e delle pressioni verticali agenti sulle sottostrutture, si è considerato:

- $\phi' = 25^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Le fasi realizzative prevedono la realizzazione prima delle opere provv. e di fondazione a valle. Quindi ultimato il nuovo viadotto a valle si iniziano le lavorazioni provv. per eseguire le fondazioni a monte: tale successione di fasi consente di ridurre le reali interferenze e di considerare non più agenti i tiranti ed i micropali delle opere provv. a valle in fase di esecuzione delle opere a monte. Le geometrie sia in fase provv. sia in fase definitiva sono state verificate in tali presupposti.

PROGETTAZIONE ATI:

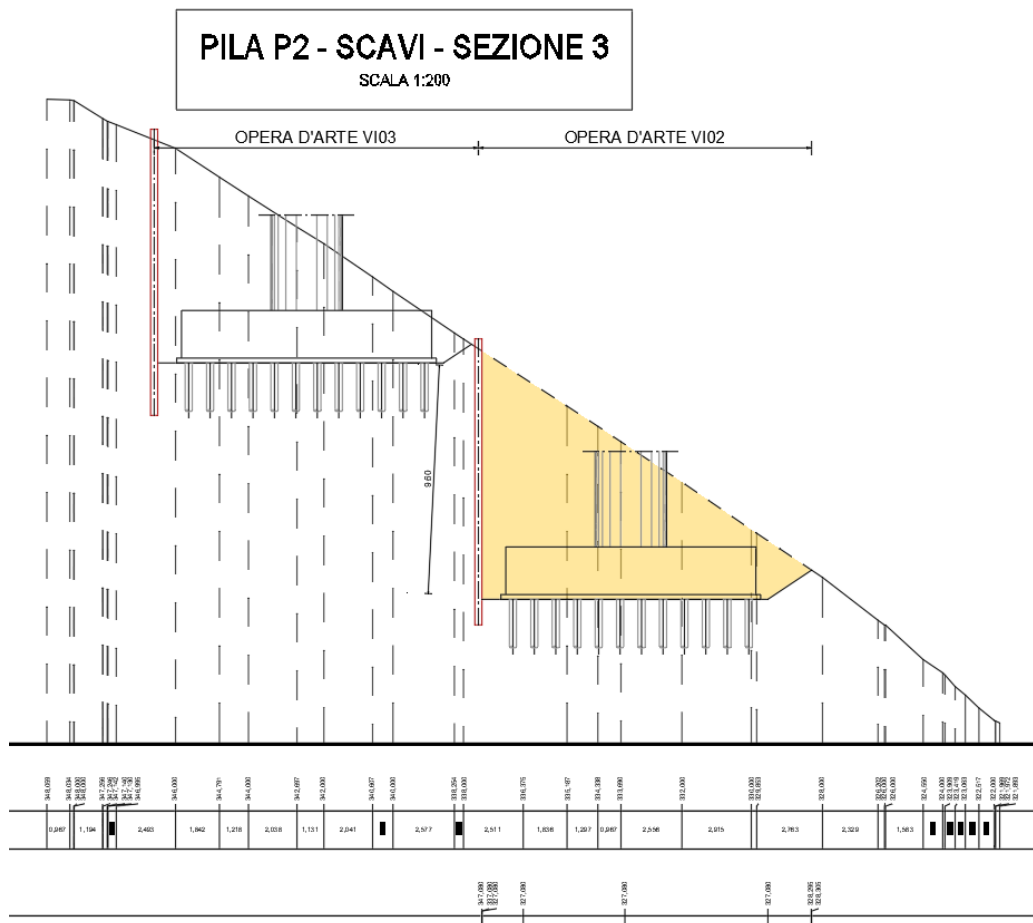
GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



coopprogetti



Per la pila 1 a monte della pila P2 del VI02 si adottano micropali più lunghi per compensare il dislivello di circa 7.00 m + 2.00 m di plinto (in corrispondenza di massimo dislivello e pendenza del pendio), quindi di lunghezza totale 19 m (12+7m):



3. VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE

Si effettua la verifica di portanza del micropalo di fondazione ($\phi 300\text{mm}$, $L=12\text{m}$) maggiormente caricato. Il valore massimo dello sforzo normale di compressione risulta:

Spalla

SLU	$N_{\min} = 453 \text{ kN}$	$T_{\max} = 88 \text{ kN}$
SLV	$N_{\min} = 429 \text{ kN}$	$T_{\max} = 103 \text{ kN}$

Pila

SLU	$N_{\min} = 345 \text{ kN}$	$T_{\max} = 8.7 \text{ kN}$
SLV	$N_{\min} = 227 \text{ kN}$	$T_{\max} = 6.4 \text{ kN}$

Facendo riferimento ai parametri dei terreni illustrati al cap.4 di questa relazione, si ottiene:

SPALLA SLU

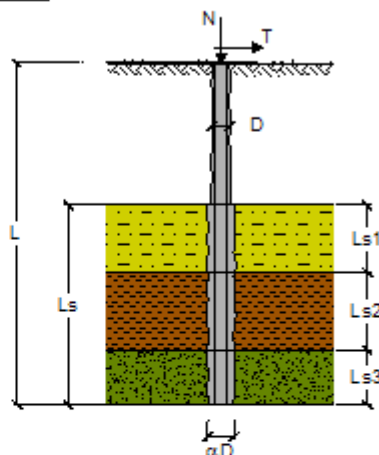
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI03_SLU_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenza:

	Permanent	Temporanea	Calcolo
N (kN)	335,56	0,00	453,00
T (kN)	65,19	0,00	88,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanent γ_a	variabili γ_o	γ_s	$\gamma_{s,red}$
SLU	A1+M1+R1	☐	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	☐	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	☐	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	☐	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		☐	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		☒	1,35	1,35	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1,70	1,85	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_s	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12,00 (m)

Armatura:

☐ IPE
 ☐ INP
 ☐ HEA
 ☐ HEB
 ☐ HEM
 ☒ Tubi
 ☐ ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø219.1 x 10.0

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6589 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3,598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328 475 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe S10)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{adm}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE E STERNA

Capacità portante di fuso

$$Ql = \sum_i \alpha \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
	10,00	1,00	0,30	0,200	0,200	0,102	964,17
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$Ls = 10,00$ (m) $Ql = 964,17$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$\%Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$Qlim = 964,17$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Fs = 2,13$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 10,96 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (E \cdot I_{arm} \cdot J_{arm})^{1/3}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 18197,13$ (kN)

$\eta = 40,17$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(Ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt[3]{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,839$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 52,42$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N / A_{arm} \quad \leftarrow M / W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T / A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 228,56$ (N/mm²)

$\sigma_{min} = -90,64$ (N/mm²)

$\tau = 26,79$ (N/mm²)

$$\sigma_{st} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$$

$\sigma_{st} = 233,22$ (N/mm²)

verifica soddisfatta

SPALLA SLV

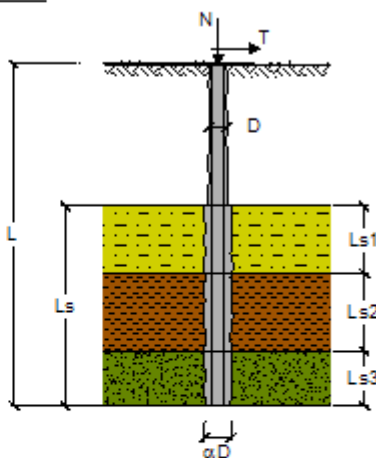
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI03_SLV_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenzia:

	Permanent	Temporanea	Calcolo
N (kN)	429,00	0,00	429,00
T (kN)	103,00	0,00	103,00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale		
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s,100}$	
SLU	A1+M1+R1	☐	1,30	1,50	1,00	1,00	
	A2+M1+R2	☐	1,00	1,30	1,45	1,60	
	A1+M1+R3	☐	1,30	1,50	1,15	1,25	
	SISMA	☒	1,00	1,00	1,15	1,25	
DM88			☐	1,00	1,00	1,00	
definito dal progettista			☐	1,35	1,35	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_s	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_s	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12,00 (m)

Armatura:

☐ IPE ☐ INP ☐ HEA ☐ HEB ☐ HEM ☒ Tubi ☐ ALTRO
 IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 ø219,1 x 10,0

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3,598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328 475 (mm³)

Tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_{st} : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{am}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210 000 (N/mm²)

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

cooprogetti

engeko

Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coef. di Winkler (k): 50,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE E STERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
	10,00	1,00	0,30	0,200	0,200	0,102	964,17
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$Ls = 10,00$ (m) $Ql = 964,17$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$\%Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + Ql \quad Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 964,17$ (kN) $Fs = 2,25$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Resz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 10,98 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0,5} \quad \eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 18197,13$ (MN) $\eta = 42,42$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,839$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 61,36$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N / A_{arm} \leftarrow M / W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T / A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 252,11$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -121,50$ (N/mm²)

$\tau = 31,36$ (N/mm²)

$$\sigma_{st} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0,5}$$

$\sigma_{st} = 257,89$ (N/mm²) verifica soddisfatta

PILA SLU

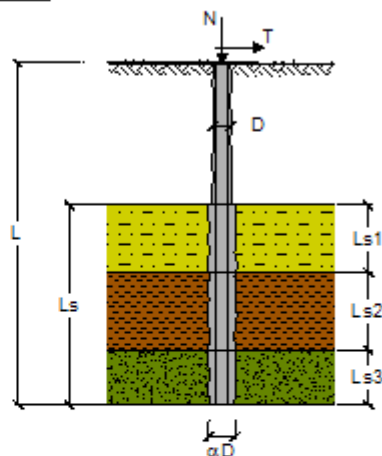
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI03_SLU_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenzia:

	Permanent	Temporanea	Calcolo
N (kN)	255,56	0,00	345,00
T (kN)	6,44	0,00	8,70



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_R	$\gamma_{R,red}$
SLU	A1+M1+R1	☐	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	☐	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	☐	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	☐	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88			1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista			1,35	1,35	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥ 10	DM88	prog.
ξ_1	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_2	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12,00 (m)

Armatura:

☐ IPE ☐ INP ☐ HEA ☐ HEB ☐ HEM ☒ Tubi ☐ ALTRO
 IPE 180 INP 160 HEA 300 HEB 160 HEM 200 ø219,1 x 10,0

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3,598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328.475 (mm³)

Tipo di acciaio S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl

cooprogetti

engeko

IM
Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE E STERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
	10,00	1,00	0,30	0,200	0,200	0,102	964,17
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$ls = 10,00$ (m) $Ql = 964,17$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$\%Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + Ql$$

$Qlim = 964,17$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Fs = 2,79$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Resz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 10,96 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5}$$

$$\eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 18197,13$ (kN)

$\eta = 52,75$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,839$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 5,18$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N / A_{arm} + M / W_{arm}$$

$$z = 2 \cdot T / A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 68,30$ (N/mm²)

$\sigma_{min} = 36,74$ (N/mm²)

$z = 2,85$ (N/mm²)

$$\sigma_{st} = (\sigma^2 + 3 \cdot z^2)^{0.5}$$

$\sigma_{st} = 68,45$ (N/mm²)

verifica soddisfatta

PILA SLV

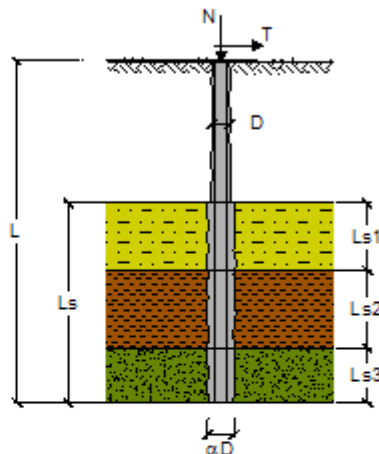
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI03_SLV_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenzia:

	Permanent	Temporanea	Calcolo
N (kN)	227,00	0,00	227,00
T (kN)	6,40	0,00	6,40



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanent	variabili	γ_s	$\gamma_{s,red}$
SLU	A1+M1+R1	☐	1,30	1,50	1,00	1,00
	A2+M1+R2	☐	1,00	1,30	1,45	1,60
	A1+M1+R3	☐	1,30	1,50	1,15	1,25
	SISMA	☒	1,00	1,00	1,15	1,25
DM88		☐	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dal progettista		☐	1,35	1,35	1,15	1,25

n	1	2	3	4	5	7	≥10	DM88	prog.
ξ_1	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40	1,00	1,00
ξ_2	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21	1,00	1,00

Caratteristiche del micropalo:

Diametro di perforazione del micropalo (D): 0,3 (m)

Lunghezza del micropalo (L): 12,00 (m)

Armatura:

☐ IPE
 ☐ INP
 ☐ HEA
 ☐ HEB
 ☐ HEM
 ☒ Tubi
 ☐ ALTRO

IPE 180
 INP 160
 HEA 300
 HEB 160
 HEM 200
 ø219,1 x 10,0

ø219,1 x 10,0

Area dell'armatura (A_{arm}): 6569 (mm²)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J_{arm}): 3,598E+07 (mm⁴)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W_{arm}): 328.475 (mm³)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe S10)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f_y): 355 (N/mm²)

Coefficiente Parziale Acciaio γ_M : 1,05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{adm}): 338 (N/mm²)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E_{arm}): 210.000 (N/mm²)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50,0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE E STERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \alpha_i Ds_i \cdot s_i \cdot ls_i$$

Tipo di Terreno	Spessore ls_i (m)	α_i (-)	$Ds_i = \alpha_i \cdot D$ (m)	s_i media (MPa)	s_i minima (MPa)	s_i calcolo (MPa)	Qsi (kN)
	10,00	1,00	0,30	0,200	0,200	0,102	964,17
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00
	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000	0,00

$ls = 10,00$ (m) $Ql = 964,17$ (kN)

Capacità portante di punta

$$Qp = \%Punta \cdot Ql \quad (\text{consigliato } 10-15\%)$$

$\%Punta = 0\%$ $Qp = 0,00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Qlim = Qb + Ql$$

$$Fs = Qlim / N \quad (Fs > 1)$$

$Qlim = 964,17$ (kN)

$Fs = 4,25$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k \cdot D_{arm}$): 10,96 (N/mm²)

$$Pk = 2 \cdot (\beta \cdot E_{arm} \cdot J_{arm})^{0.5} \quad \eta = Pk / N \quad (\text{consigliato } \eta > 10)$$

$Pk = 18197,13$ (MN) $\eta = 80,16$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

Momento massimo per carichi orizzontali (M):
(ipotesi di palo con testa impedita di ruotare)

$$M = T / (2 \cdot b)$$

$$b = \sqrt{\frac{k \cdot D}{4 \cdot E_{arm} \cdot J_{arm}}}$$

$b = 0,839$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 3,81$ (kNm)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALE

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

$$\sigma = N/A_{arm} + M/W_{arm}$$

$$\tau = 2 \cdot T/A_{arm}$$

$\sigma_{max} = 46,16$ (N/mm²) $\sigma_{min} = 22,95$ (N/mm²)

$\tau = 1,95$ (N/mm²)

$$\sigma_{st} = (\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2)^{0.5}$$

$\sigma_{st} = 46,29$ (N/mm²) verifica soddisfatta

La verifica di portanza è, pertanto, soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl


cooprogetti

 engeko


Studio di Architettura e Ingegneria Moderna

4. ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)

Verifica dei risultati

Nel corso della progettazione sono state effettuate continue validazioni dei valori delle sollecitazioni, nei diversi elementi strutturali, emersi dal calcolo e delle verifiche condotte dal post processore del programma MIDAS CIVIL 2020 ver.3.2: tali calcolazioni di controllo sono state condotte con metodi consolidati della scienza delle costruzioni o con l'ausilio di altri software o fogli di calcolo.

Giudizio motivato di accettabilità

Dalle verifiche effettuate e sopra descritte appare evidente l'accettabilità dei risultati ottenuti, in quanto i valori qui determinati risultano sovrapponibili a quelli emersi dal calcolo effettuato con l'ausilio del software.