

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 Ing. Ambrogio Sidi Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111 Settore a-b-c (Mandante) Ing. Moreno Panfili Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657 Ing. Matteo Bordugo Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A Ing. Giuseppe Resta Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629		PROGETTAZIONE ATI: GP INGENGNERIA GESTIONE PROGETTI INGENGNERIA srl  cooprogetti  engeko  Studio di Architettura e Ingegneria Moderna IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12): Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE <i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270			
VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO <i>Ing. Francesco Pisani</i>			
VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO <i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i>			

OPERE D'ARTE MAGGIORI
Asse principale
VI.02 – Viadotto Mari Dir. FANO
Relazione di calcolo delle fondazioni

CODICE PROGETTO	NOME FILE	REVISIONE	SCALA
PROGETTO LIV.PROG ANNO DPFI508 D 23	P01VI02GETRE01_B CODICE ELAB. P01VI02GETRE01		-
D			
C			
B	Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024	Gennaio '24	Cassarini
A	Emissione	Agosto '23	Cassarini
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO
		VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. PREMESSA.....	2
2. CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....	5
3. VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE.....	7
3.1. PALO FONDAZIONE SPALLE.....	7
3.2. PALO FONDAZIONE PILA.....	13
4. ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018).....	18

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.02 - Viadotto Mari Dir. FANO", ricadente nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento **E78 GROSSETO – FANO - TRATTO NODO DI AREZZO – SELCI – LAMA (E45) – PALAZZO DEL PERO – 1° LOTTO (FI508)**.

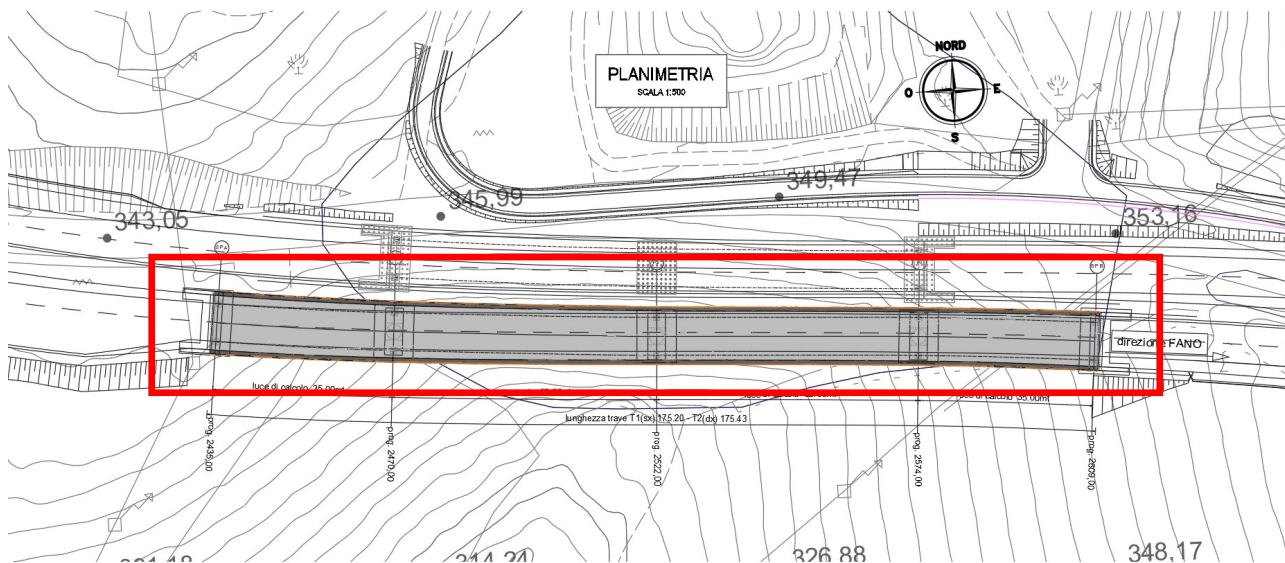
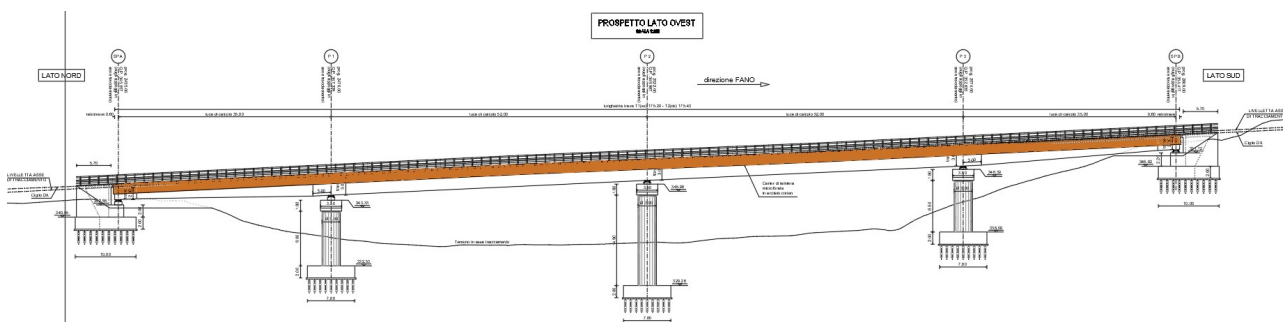


Figura 1.1 Corografia

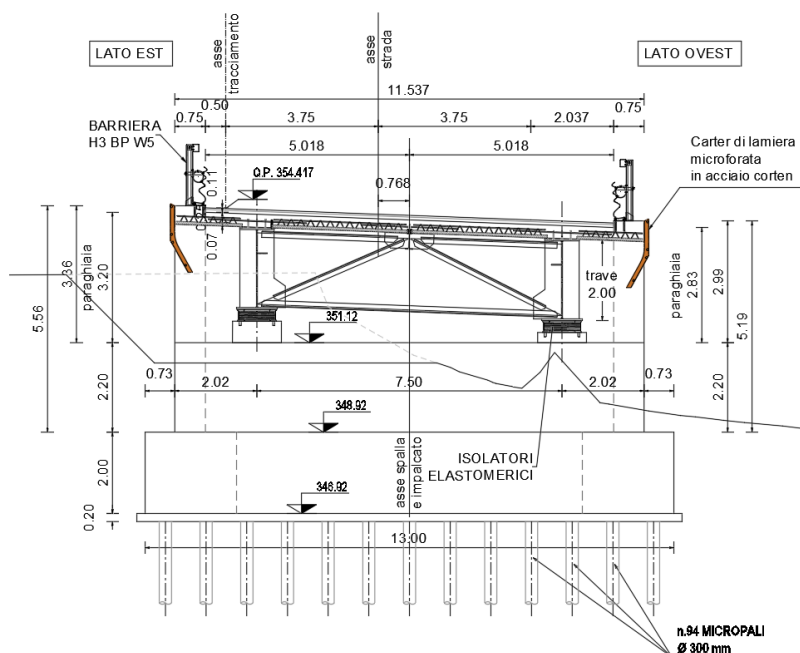
L'opera d'arte è rappresentata da un viadotto costituito da 4 campate, con luce di calcolo pari a 35.00-52.00-52.00-35.00m, per uno sviluppo complessivo di 175.43m.

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

La sezione trasversale, di larghezza complessiva 10.35m 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 2
VISTA FRONTALE

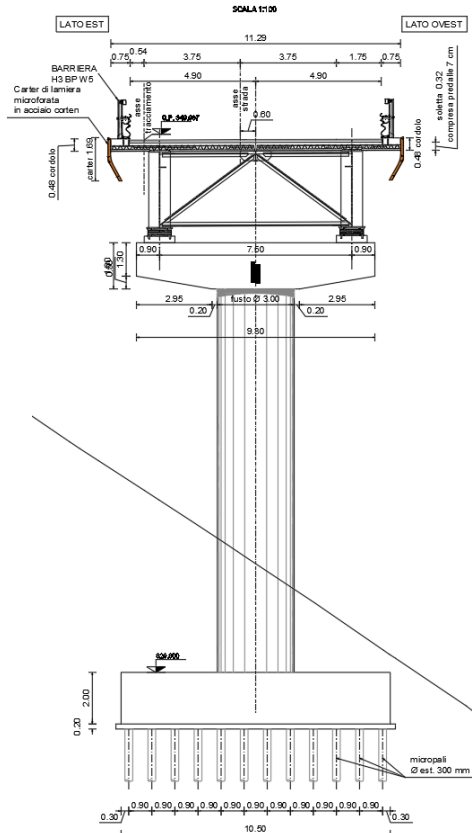


Figura 1.2 Prospetto longitudinale e sezioni trasversali

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 pèile sono realizzate in calcestruzzo armato gettato in opera e sono fondate su micropali di diametro Ø300mm.

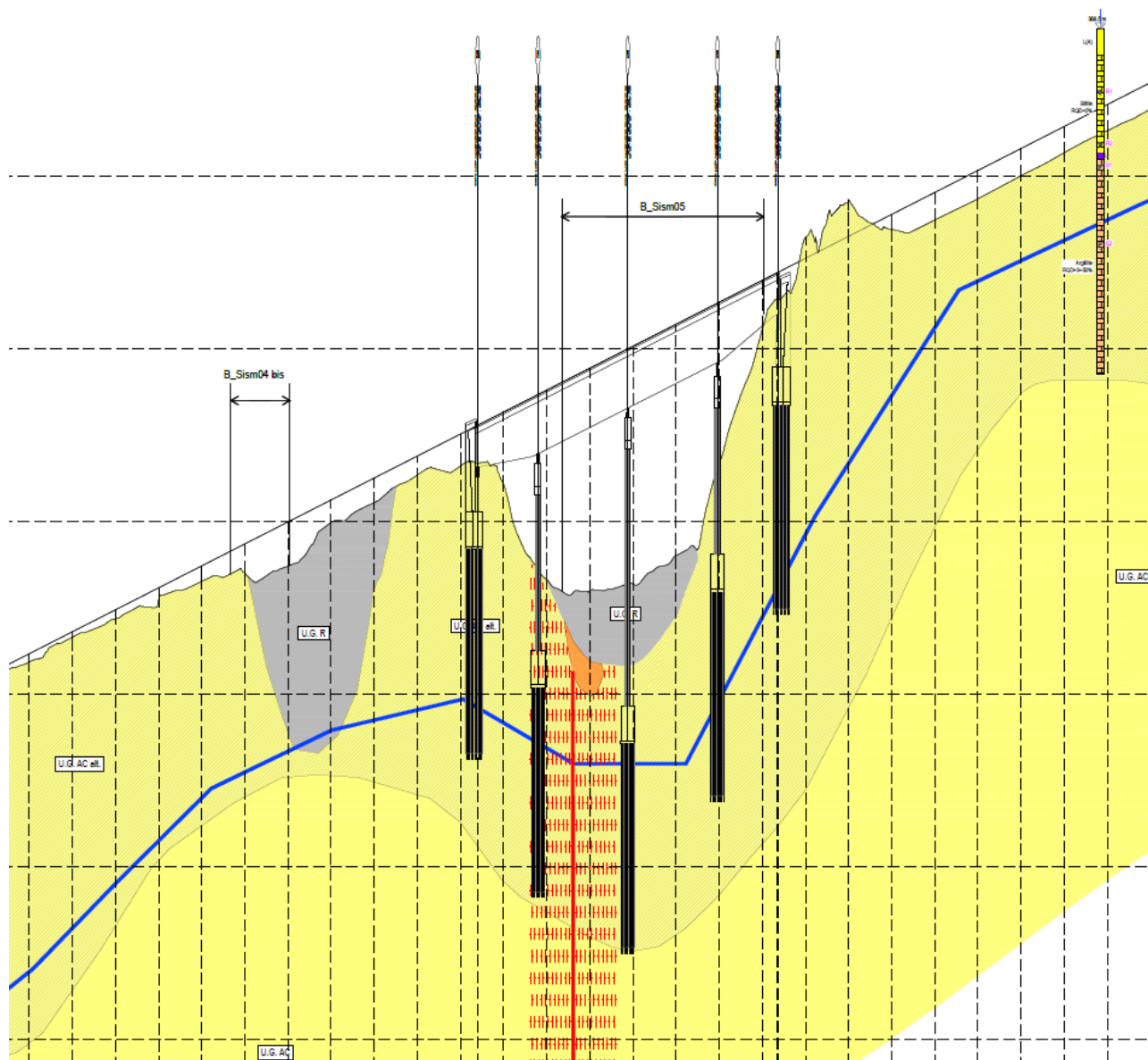
Per quanto riguarda, invece, lo schema degli appoggi, al fine di limitare le azioni sismiche trasferite dall'impalcato alle sottostrutture, si è previsto l'utilizzo di isolatori elastomerici ad alto smorzamento viscoso equivalente.

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

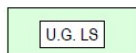
UNITA' GEOTECNICHE



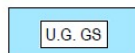
UNITA' GEOTECNICA RIPORTI



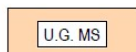
UNITA' GEOTECNICA FRANE



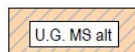
UNITA' GEOTECNICA LIMI SABBIOSI



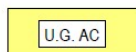
UNITA' GEOTECNICA GHIAIE SABBIOSE



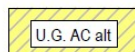
UNITA' GEOTECNICA MARNE DI SAN POLO
(GSI=38+40, $\sigma_c=7+10$)



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)	$c_{u,k}$ (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

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

- $\phi'=25^\circ$
- $c'=0$ kPa
- $\gamma=19$ kN/m³

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:

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

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

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



cooprogetti



3. VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE

Si effettua la verifica di portanza del micropalo di fondazione $\phi 300\text{mm}$, $L=12\text{m}$, armato con un tubo $\phi 219$ sp.10 maggiormente caricato.

3.1. PALO FONDAZIONE SPALLE

Per le spalle Il valore massimo dello sforzo normale di compressione risulta:

$$N_{\min} = 248.06 \text{ kN} \quad \text{COMB. SLU} \quad N_{\min} = 258.64 \text{ kN} \quad \text{COMB. SLV}$$

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

SLU

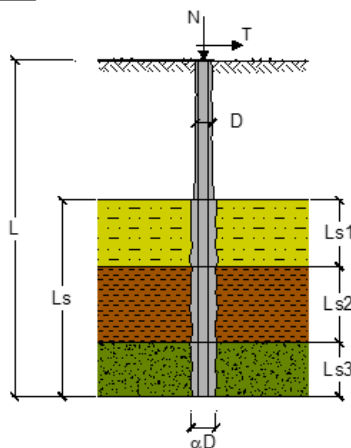
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI02_SLU_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	183.75	0.00	248.06
T (kN)	34.59	0.00	46.70



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
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	☒	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐	☐
γ_{s3}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
γ_{s4}	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PROGETTAZIONE ATI:

GPINGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



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 180	HEA 300	HEB 180	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)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l_{s1} (m)	α (-)	$DS_1 = \alpha \cdot D$ (m)	S_1 media (MPa)	S_1 minima (MPa)	S_1 calcolo (MPa)	Q_{s1} (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

$L_s = 10.00 \text{ (m)}$ $Q_l = 964.17 \text{ (kN)}$

Capacità portante di punta $Q_p = \%Punta \cdot Q_l$ (consigliato 10-15%)

$\% \text{ Punta} = 0\%$ $Q_p = 0.00 \text{ (kN)}$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$Q_{lim} = Q_b + Q_l$

$F_s = Q_{lim} / N$ ($F_s > 1$)

$Q_{lim} = 964.17 \text{ (kN)}$

$F_s = 3.89$

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)

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

$P_k = 18197.13 \text{ (MN)}$

$\eta = 73.36$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$b = 0.839 \text{ (1/m)}$

Momento Massimo (M):

$M = 27.82 \text{ (kN m)}$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 122.46 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\sigma_{min} = -46.93 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\tau = 14.22 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

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

$\sigma_{td} = 124.91 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ verifica soddisfatta

SLV

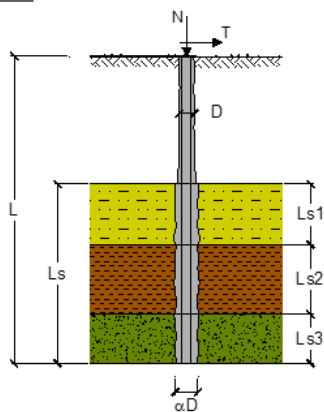
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI02_SLV_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	258.64	0.00	258.64
T (kN)	65.41	0.00	65.41



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$
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_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

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



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 180	HEA 300	HEB 180	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_{Ma}): 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio (σ_{lim}): 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 ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \pi \cdot D s_i \cdot s_i \cdot l s_i$$

<i>Tipo di Terreno</i>	<i>Spessore l_{s1}</i> (m)	α (-)	$Ds_{s1} = \alpha \cdot D$ (m)	S_{s1} media (MPa)	S_{s1} minima (MPa)	S_{s1} calcolo (MPa)	Q_{s1} (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

$$L_s = 10.00 \quad (m) \quad Q_l = 964.17 \quad (kN)$$

Capacità portante di punta $Q_p = \%Punta \cdot Q_l$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta = 0\% \quad Q_p = 0.00 \quad (kN)$

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l \quad F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

$$Q_{lim} = 964.17 \quad (kN) \quad F_s = 3.73$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam. (β) ($\beta = k' \cdot D_{arm}$): $10.96 \quad (N/mm^2)$

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

$$P_k = 18197.13 \quad (MN) \quad \eta = 70.36$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$$b = 0.839 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 38.97 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$$\sigma_{max} = 158.00 \quad (N/mm^2) \quad \sigma_{min} = -79.26 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 19.91 \quad (N/mm^2)$$

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

$$\sigma_{td} = 161.72 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

La verifica di portanza è, pertanto, soddisfatta.

3.2. PALO FONDAZIONE PILA

Per le pile Il valore massimo dello sforzo normale di compressione risulta:

$N_{min} = 313 \text{ kN}$ COMB. SLU $N_{min} = 352 \text{ kN}$ COMB. SLV

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

SLU

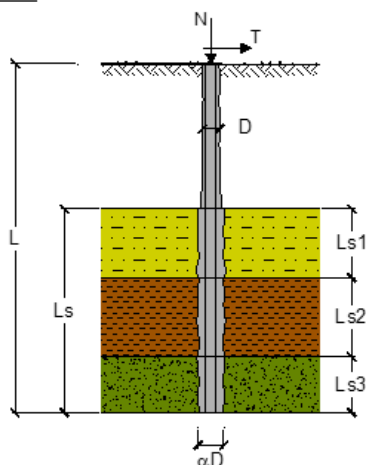
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI02_SLU_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
$N \text{ (kN)}$	231.85	0.00	313.00
$T \text{ (kN)}$	8.00	0.00	10.80



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s \text{ traz}}$
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.
γ_{s1}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
γ_{s2}	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:

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



coopprogetti



Armatura:

☐ IPE	☐ INP	☐ HEA	☐ HEB	☐ HEM	☒ Tubi	☐ ALTRO
IPE 180	INP 180	HEA 300	HEB 180	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

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)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

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

Tipo di Terreno	Spessore ls _i (m)	α (-)	Ds _i = α · D (m)	s _i media (MPa)	s _i minima (MPa)	s _i calcolo (MPa)	Qs _i (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) QI = 964.17 (kN)

Capacità portante di punta

Qp = %Punta · QI (consigliato 10-15%)

% Punta 0% Qp = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Q_{lim} = Q_b + Q_l$$

$$Q_{lim} = 964.17 \quad (kN)$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

$$F_s = Q_{lim} / N \quad (F_s > 1)$$

$$F_s = 3.08$$

CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO

$$\text{Reaz. Laterale per unità di lunghezza e di spostam.} (\beta) \quad (\beta = k \cdot D_{arm}): \quad 10.96 \quad (N/mm^2)$$

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

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

$$P_k = 18197.13 \quad (MN)$$

$$\eta = 58.14$$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$$b = 0.839 \quad (1/m)$$

Momento Massimo (M):

$$M = 6.43 \quad (kN \cdot m)$$

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$$\sigma_{max} = 67.23 \quad (N/mm^2)$$

$$\sigma_{min} = 28.06 \quad (N/mm^2)$$

$$\tau = 3.29 \quad (N/mm^2)$$

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

$$\sigma_{id} = 67.48 \quad (N/mm^2) \quad \text{verifica soddisfatta}$$

SLV

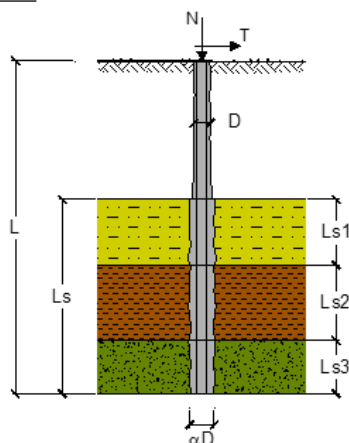
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_VI02_SLV_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	352.00	0.00	352.00
T (kN)	15.60	0.00	15.60



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\ traz}$
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. ○
γ_{G1}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
γ_{G4}	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)

PROGETTAZIONE ATI:

GPI INGEGNERIA
GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl



cooprogetti



Armatura:

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

IPE 180
 INP 180
 HEA 300
 HEB 180
 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)

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto

$$QI = \sum_i \sigma_i Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$$

Tipo di Terreno	Spessore l _s (m)	α (-)	Ds _i = α · D (m)	S _i media (MPa)	S _i minima (MPa)	S _i calcolo (MPa)	Qs _i (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

L_s = 10.00 (m) QI = 964.17 (kN)

Capacità portante di punta

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

% Punta 0% Qp = 0.00 (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$$Qlim = Qb + QI$$

Qlim = 964.17 (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

Fs = 2.74

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)

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

$P_k = 18197.13$ (MN) $\eta = 51.70$

VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI

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

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

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

$b = 0.839$ (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 9.29$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 81.88$ (N/mm²) $\sigma_{min} = 25.29$ (N/mm²)

$\tau = 4.75$ (N/mm²)

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

$\sigma_{td} = 82.29$ (N/mm²) **verifica soddisfatta**

La verifica di portanza è, pertanto, soddisfatta.

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.