

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

<p>IL GEOLOGO</p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i></p> <p>Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p>	<p>I PROGETTISTI SPECIALISTICI PER LA PROGETTAZIONE ATI:</p> <p><i>Ing. Ambrogio Siodani</i> Ordine Ingegneri n. A35111 Provincia di Roma n. A551 settore a-b-c (Mandatario)</p> <p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2657 (Mandante)</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone al n. 790A (Mandante)</p> <p><i>Ing. Giuseppe Resta</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p>PROGETTAZIONE ATI:</p> <p>GP INGENGERIA <i>GESTIONE PROGETTI INGEGNERIA srl</i></p> <p> cooprogetti</p> <p> engeko</p> <p> Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</p> <p>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</p> <p><i>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</i> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i></p> <p>Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>		
<p>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

OPERE D'ARTE MINORI – OPERE DI ATTRAVERSAMENTO
Asse principale
CV.01 – Cavalcavia progr. 5868
Relazione di calcolo delle fondazioni

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV.PROG ANNO</p>	<p>NOME FILE</p> <p>S06CV01GETRE01_B</p>	<p>REVISIONE</p>	<p>SCALA</p>
<p>DPFI508 D 23</p>	<p>CODICE ELAB. S06CV01GETRE01</p>	<p>B</p>	<p>-</p>
<p>D</p>			
<p>C</p>			
<p>B</p>	<p>Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024</p>	<p>Gennaio '24</p>	<p>Cassarini Bordugo Guiducci</p>
<p>A</p>	<p>Emissione</p>	<p>Agosto '23</p>	<p>Cassarini Bordugo Guiducci</p>
<p>REV.</p>	<p>DESCRIZIONE</p>	<p>DATA</p>	<p>REDATTO</p>
			<p>VERIFICATO</p>
			<p>APPROVATO</p>

INDICE

1.	<u>PREMESSA.....</u>	<u>2</u>
1.1.	DESCRIZIONE DELL'OPERA NUOVA	2
2.	<u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....</u>	<u>5</u>
3.	<u>CARATTERISTICHE MATERIALI.....</u>	<u>6</u>
3.1.	CALCESTRUZZO SOTTOSTRUTTURE.....	6
3.2.	ACCIAIO PER CARPENTERIA	6
4.	<u>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO</u>	<u>7</u>
5.	<u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO.....</u>	<u>8</u>
6.	<u>VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE.....</u>	<u>10</u>
7.	<u>ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)</u>	<u>15</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 "CV.01 - *Cavalcavia progr. 5868*" sulla viabilità Sec 6, ricadente nell'ambito della progettazione definitiva dell'intervento **E78 GROSSETO – FANO - TRATTO NODO DI AREZZO – SELCI – LAMA (E45) – PALAZZO DEL PERO – 1° LOTTO (FI508)**.

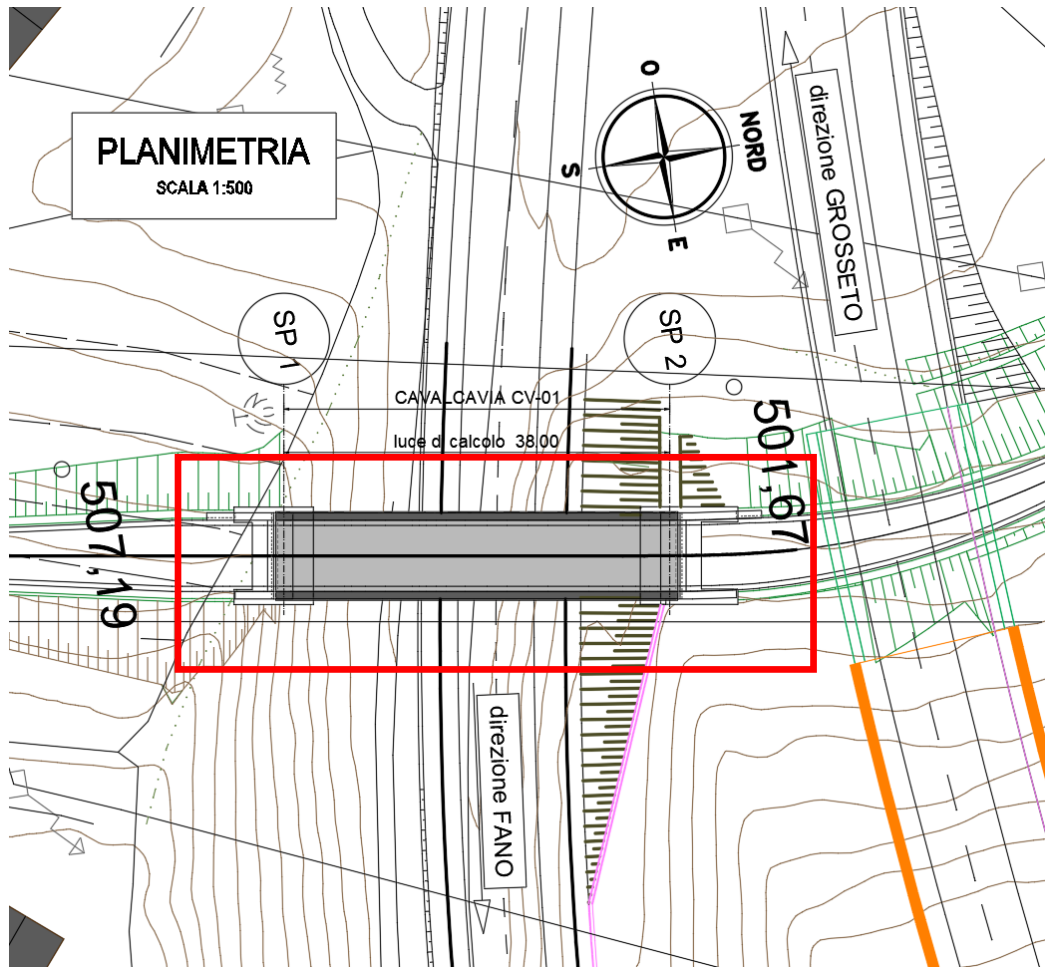


Figura 1.1 Corografia

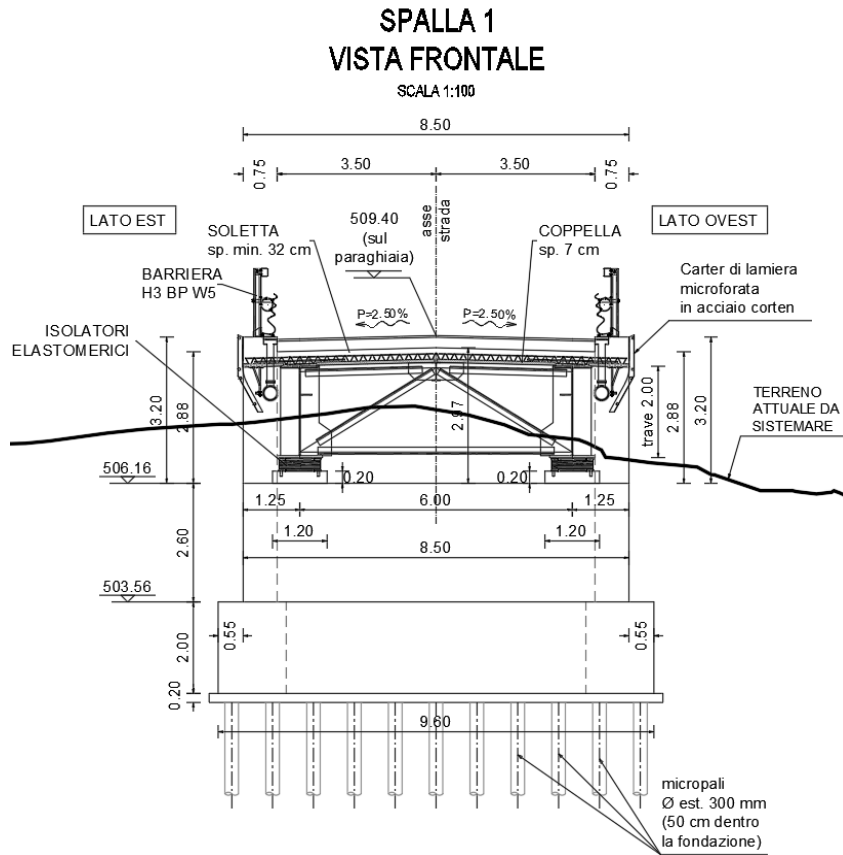
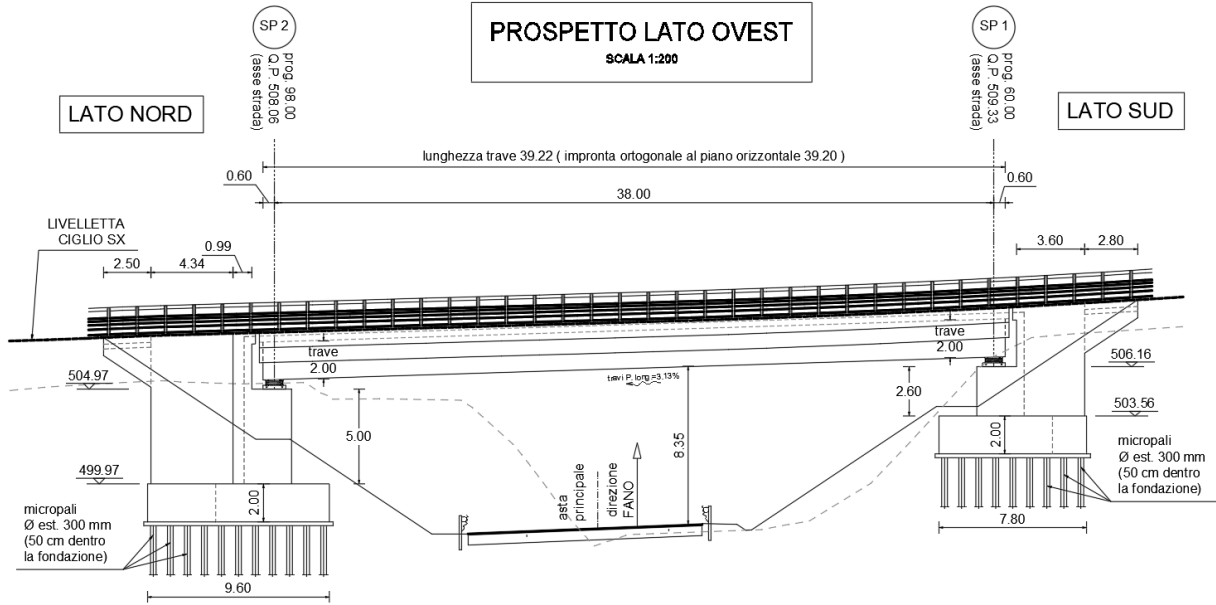
1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA NUOVA

L'opera d'arte è rappresentata da un cavalcavia costituito da 1 campata, con luce di calcolo pari a 38.00m, per uno sviluppo complessivo di 39.20m.

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

La sezione trasversale, di larghezza complessiva 8.50m al netto delle velette, è costituita da 2 travi in composizione saldata ad anima piena di altezza costante pari a 2.00m, poste ad interasse di 6.00m, collegate da traversi reticolari aventi un interasse massima di 6.00m.

PROGETTAZIONE ATI:



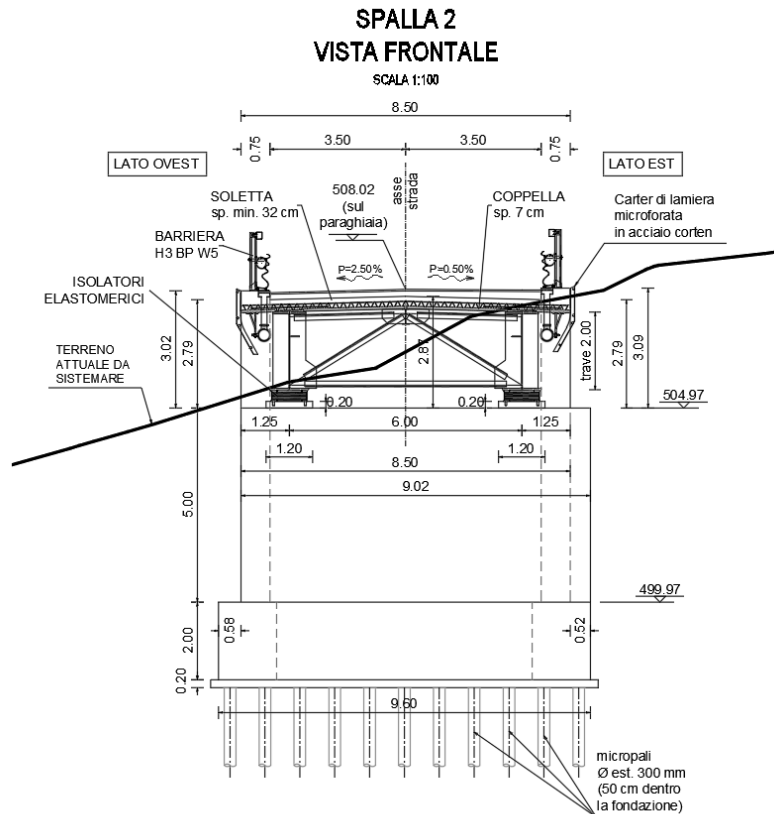


Figura 1.2 Prospetto longitudinale e sezioni trasversali

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. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Si riportano le Normative adottate per le verifiche delle singole componenti strutturali:

D.M. 17-01-2018 “Norme Tecniche per le Costruzioni” [NTC18]

UNI EN1991-2 “Azioni sulle strutture: carichi da traffico su ponti” [EC1-2]

UNI EN1991-1-5 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni termiche” [EC1-1-5]

UNI EN1991-1-7 “Azioni sulle strutture: azioni in generale-azioni eccezionali [EC1-1-7]

UNI EN1992-1-1 “Progettazione delle strutture in calcestruzzo: regole generali e regole per gli edifici” [EC2-1]

UNI EN1993-1-1 “Progettazione delle strutture in acciaio: regole generali e regole per gli edifici” [EC3-1]

UNI EN1993-1-5 “Progettazione delle strutture in acciaio: elementi strutturali a lastra” [EC3-1-5]

UNI EN1993-1-8 “Progettazione delle strutture in acciaio: progettazione dei collegamenti [EC3-1-8]

UNI EN1993-1-9 “Progettazione delle strutture in acciaio: fatica” [EC3-1-9]

UNI EN1993-2 “Progettazione delle strutture in acciaio: Ponti di acciaio” [EC3-1-8]

UNI EN1994-1-1 “Progettazione delle strutture in composte acciaio-calcestruzzo: progettazione dei collegamenti” [EC4-1-1]

PROGETTAZIONE ATI:

3. CARATTERISTICHE MATERIALI

3.1. CALCESTRUZZO SOTTOSTRUTTURE

MICROPALI

Malta iniezione pali:

- Classe di resistenza	C32/40
- Diam. massimo inerte	16 mm
- Classe di consistenza	S5
- Classe di esposizione	XA2

3.2. ACCIAIO PER CARPENTERIA

La carpenteria metallica sarà realizzata in acciaio patinabile a resistenza alla corrosione migliorata:
tipo S355J2W - per elementi saldati per spessori $t \leq 40$ mm;
tipo S355K2W per elementi saldati per spessori $t > 40$ mm;
tipo S355J2W - per elementi non saldati, piastre sciolte ed angolari

Gli acciai con spessori $t \leq 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:

- tensione di rottura a trazione
- S355 $f_t \geq 510$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
- S355 $f_y \geq 355$ MPa
- modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa
- Gli acciai con spessori $t > 40$ mm devono essere conformi alle prescrizioni del D.M. 17.1.2018, dovendo presentare le seguenti caratteristiche:
- tensione di rottura a trazione
- S355 $f_t \geq 470$ MPa
- tensione di snervamento $f_y \geq 355$ MPa
- S355 $f_y \geq 335$ MPa
- modulo elastico $E_s = 210.000$ MPa

Vengono considerati elementi di carpenteria, quindi caratterizzati dalle specifiche soprariportate anche le predelle metalliche, gli elementi di interfaccia e collegamento degli apparecchi di appoggio.

L'assemblaggio dei conci delle travi principali sarà realizzato mediante giunzioni saldate, secondo quanto riportato negli elaborati progettuali.

4. VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Per quanto riguarda la vita nominale, con riferimento al par. 2.4.1 e alla tabella 2.4.I del D.M. 17/1/2018, qui riportata, si farà riferimento alla cat. 3, assumendo una vita nominale pari a $V_N = 50$ anni.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

La classe d'uso è la IV cui corrisponde un coefficiente d'uso $CU=2$

5. CARATTERISTICHE DEL TERRENO

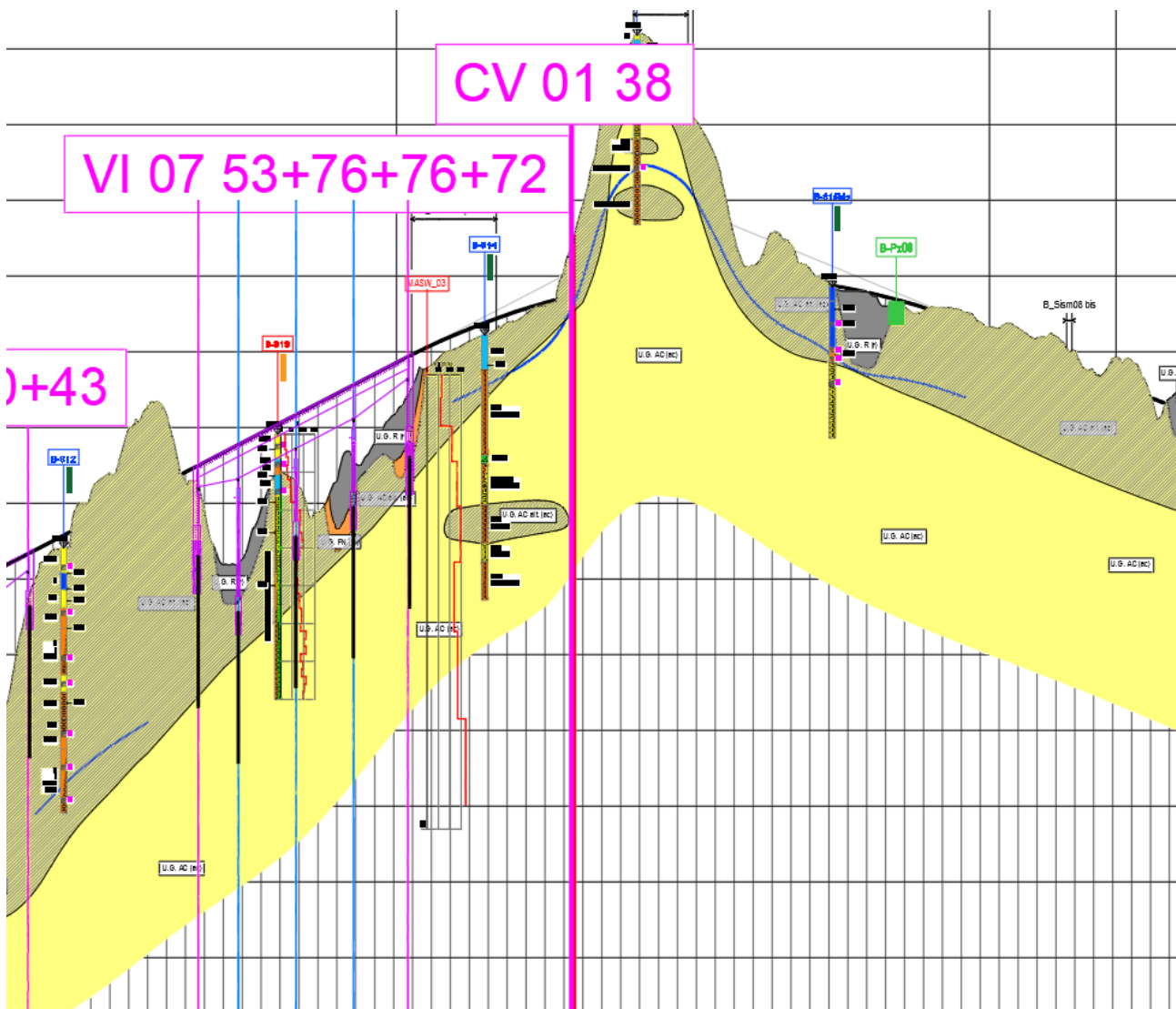
Per le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in sito si è fatto riferimento al seguente modello geotecnico.

Arenaria (valori minimi a favore di sicurezza)

$$\Phi' = 25^\circ$$

$$c_u = 0$$

$$\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$$



PROGETTAZIONE ATI:

LEGENDA

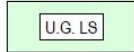
UNITA' GEOTECNICHE



UNITA' GEOTECNICA RIPORTI



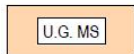
UNITA' GEOTECNICA FRANE



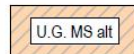
UNITA' GEOTECNICA LIMI SABBIOSI



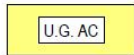
UNITA' GEOTECNICA GHIAIE SABBIOSE



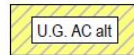
UNITA' GEOTECNICA MARNE DI SAN POLO (GSI=38+40, $\sigma_c=7+10$)



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'	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

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

Per $K_{laterale}$ del micropalo si è assunto:

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

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

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.

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

- $\phi' = 35^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

PROGETTAZIONE ATI:

6. VERIFICA DI PORTANZA DEL PALO DI FONDAZIONE

Le azioni maggiori sui micropali si trovano sulle spalle e sono stati ricavati dal modello di calcolo della spalla. Si riportano di seguito le azioni di taglio e assiali ricavate dal modello di calcolo della spalla.

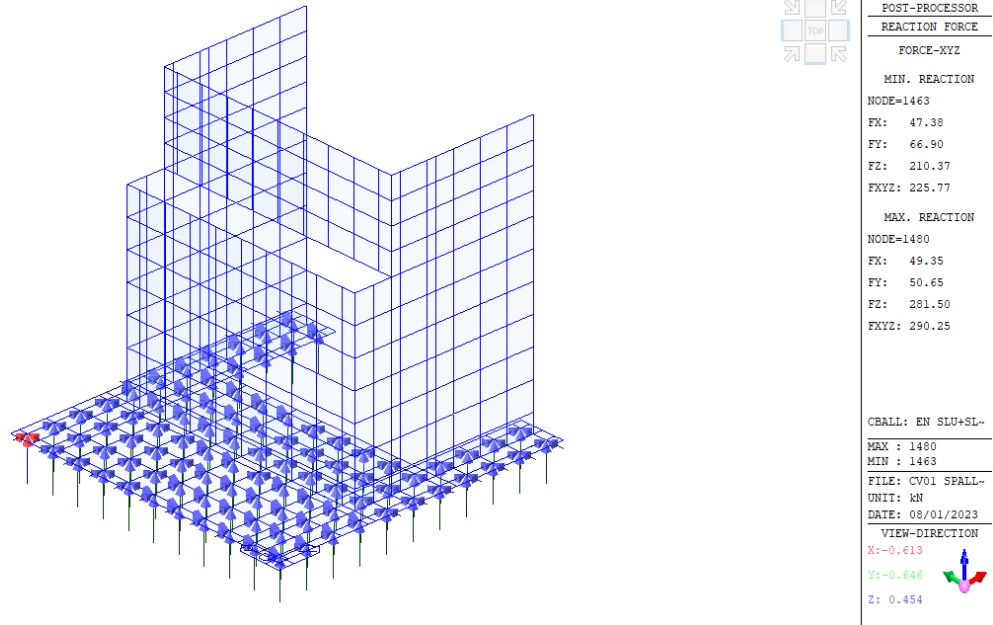


Figura 6.1 sollecitazioni agenti nei micropali in combinazione di inviluppo

Di seguito si riporta la verifica del micropalo nella combinazione peggiore:

SLU

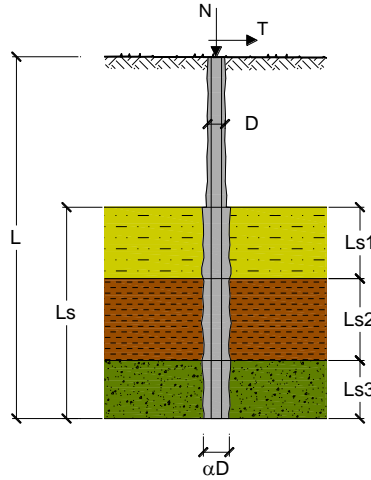
CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_Vlxx_SLU_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	208.00	0.00	280.80
T (kN)	41.00	0.00	55.35



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti γ_G	variabili γ_Q	γ_s	$\gamma_{s\text{ traz}}$
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input type="radio"/>	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	<input checked="" type="radio"/> 1	<input type="radio"/> 2	<input type="radio"/> 3	<input type="radio"/> 4	<input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> 7	<input type="radio"/> ≥ 10	<input type="radio"/> DM88	<input type="radio"/> prog.
ξ_{tr}	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_{d}	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:

Coefficiente di Reazione Laterale:

Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m³)

CAPACITA' PORTANTE ESTERNA

Capacità portante di fusto $Ql = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot Is_i$

Tipo di Terreno	Spessore Is_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 $Qp = \%Punta \cdot Ql$ (consigliato 10-15%)

$\% Punta$ 0% $Qp = 0.00$ (kN)

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

$Qlim = Qb + Ql$

$Qlim = 964.17$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

$Fs = 3.43$

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)

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

$Pk = 18197.13$ (MN) $\eta = 64.80$

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):

$M = 32.97$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 143.13$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -57.64$ (N/mm²)

$\tau = 16.85$ (N/mm²)

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

$\sigma_{id} = 146.07$ (N/mm²) verifica soddisfatta

PROGETTAZIONE ATI:

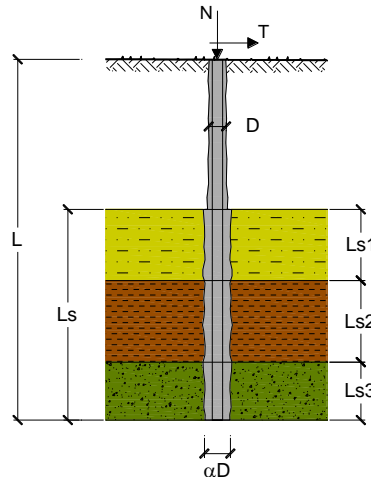
SLV

OPERA: 581_Ver_Micropali_D300_Vlxx_SLV_v1

DATI DI INPUT:

Sollecitazioni Agenti:

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
N (kN)	250.00	0.00	250.00
T (kN)	73.00	0.00	73.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	γ_s	$\gamma_{s\text{traz}}$
			γ_G	γ_Q		
SLU	A1+M1+R1	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.00	1.00
	A2+M1+R2	<input type="radio"/>	1.00	1.30	1.45	1.60
	A1+M1+R3	<input type="radio"/>	1.30	1.50	1.15	1.25
	SISMA	<input checked="" type="radio"/>	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	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
ξ_t	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

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:

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_{s_i} (m)	α (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (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) $Ql = 964.17$ (kN)

Capacità portante di punta

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

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

CARICO LIMITE DEL MICROPALO

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

$Q_{lim} = 964.17$ (kN)

COEFFICIENTE DI SICUREZZA

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

$F_s = 3.86$

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)

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

$P_k = 18197.13$ (MN) $\eta = 72.79$

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):

$M = 43.49$ (kN m)

VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 170.45$ (N/mm²) $\sigma_{min} = -94.34$ (N/mm²)

$\tau = 22.23$ (N/mm²)

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

$\sigma_{id} = 174.74$ (N/mm²) verifica soddisfatta

La verifica di portanza è, pertanto, soddisfatta.

PROGETTAZIONE ATI:

7. 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.