

**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><b>IL GEOLOGO</b></p> <p><i>Dott. Geol. Roberto Salucci</i> Ordine dei geologi della Regione Lazio n. 633</p>	<p><b>I PROGETTISTI SPECIALISTICI</b></p> <p><i>Ing. Ambrogio Signorelli</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. A35111</p>	<p><b>PROGETTAZIONE ATI:</b> (Mandataria) <b>GP INGENGNERIA</b> <i>GESTIONE PROGETTI INGENGNERIA srl</i></p> <p>(Mandante)</p> <p><b>cooprogetti</b></p> <p><b>engeko</b></p> <p><b>AIM</b> <i>Studio di Architettura e Ingegneria Moderna</i></p>
<p><b>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</b></p> <p><i>Arch. Santo Salvatore Vermiglio</i> Ordine Architetti Provincia di Reggio Calabria n. 1270</p>	<p><i>Ing. Moreno Panfili</i> Ordine Ingegneri Provincia di Perugia n. A2687</p> <p><i>Ing. Matteo Bordugo</i> Ordine Ingegneri Provincia di Pordenone n. 750A</p>	<p>(Mandante)</p> <p>(Mandante)</p>
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO</b></p> <p><i>Ing. Francesco Pisani</i></p>	<p><i>Ing. Giuseppe Festa</i> Ordine Ingegneri Provincia di Roma n. 20629</p>	<p><b>IL PROGETTISTA RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE. (DPR207/10 ART 15 COMMA 12):</b></p> <p><b>Dott. Ing. GIORGIO GUIDUCCI</b> ORDINE INGEGNERI ROMA N° 14035</p>
<p><b>VISTO: IL RESP. DEL PROGETTO</b></p> <p><i>Arch. Pianif. Marco Colazza</i></p>		

**OPERE D'ARTE MAGGIORI**  
**Asse principale**  
**VI.07 – Viadotto Torrino**  
**Relazione di calcolo delle fondazioni**

<p><b>CODICE PROGETTO</b></p> <p>PROGETTO      LIV.PROG      ANNO</p>	<p><b>NOME FILE</b></p> <p>P01VI07GETRE01_B</p>	<p><b>REVISIONE</b></p>	<p><b>SCALA</b></p>
<p><b>DPFI508</b>    <b>D</b>    <b>23</b></p>	<p><b>CODICE ELAB.</b>    <b>P01VI07GETRE01</b></p>	<p><b>B</b></p>	<p><b>-</b></p>
<p><b>D</b></p> <p><b>C</b></p>			
<p><b>B</b></p> <p><b>A</b></p>	<p>Revisione a seguito Istruttoria n°U. 0016028.09-01-2024</p> <p>Emissione</p>	<p>Gennaio '24</p> <p>Agosto '23</p>	<p>Cassarini</p> <p>Cassarini</p>
<p><b>REV.</b></p>	<p><b>DESCRIZIONE</b></p>	<p><b>DATA</b></p>	<p><b>REDATTO</b></p>
<p><b>VERIFICATO</b></p>	<p><b>APPROVATO</b></p>	<p>Bordugo</p> <p>Bordugo</p>	<p>Guiducci</p> <p>Guiducci</p>

## INDICE

<b>1. <u>PREMESSA</u></b> .....	<b>2</b>
1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA NUOVA.....	2
<b>2. <u>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</u></b> .....	<b>5</b>
<b>3. <u>CARATTERISTICHE MATERIALI</u></b> .....	<b>6</b>
3.1. CALCESTRUZZO SOTTOSTRUTTURE.....	6
3.2. ACCIAIO PER CARPENTERIA.....	6
<b>4. <u>VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO</u></b> .....	<b>7</b>
<b>5. <u>CARATTERISTICHE DEL TERRENO</u></b> .....	<b>7</b>
<b>6. <u>VERIFICA DEI MICROPALI</u></b> .....	<b>9</b>
<b>7. <u>ACCETTABILITA' DEI RISULTATI (CAP.10.2 NTC2018)</u></b> .....	<b>14</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione contiene il progetto del nuovo viadotto VI07 nell'ambito della progettazione per l'adeguamento a quattro corsie del tratto San Zeno – Arezzo – Palazzo del Pero, 1° lotto per il completamento della E78 GROSSETO – FANO - Tratto Nodo di Arezzo – Selci – Lama (E45).

### 1.1. DESCRIZIONE DELL'OPERA NUOVA

La struttura dell'impalcato ha uno schema statico a trave continua con la seguente scansione di luci 53+76+76+72 per complessivi 277m con una andamento planimetrico rettilineo.

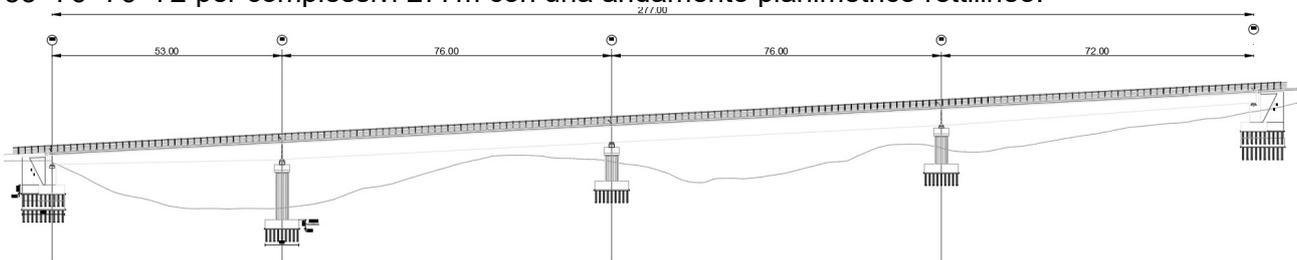


Figura 1.1 prospetto

L'impalcato è ripartito in due cordoli di lato 75cm ed una carreggiata di 12.75m, per una larghezza complessiva di 14.25m.

L'impalcato ha un retrotrave pari a 0.60m.

La sezione resistente è affidata alle tre travi in un sistema misto acciaio-clc poste a 4.5 m di interasse con una altezza variabile da 2.5m in spalla a 4m in pila e nella campata centrale. La soletta ha uno spessore complessivo di 32cm costituito da 7cm di predalle e da 25cm di spessore gettato in opera.

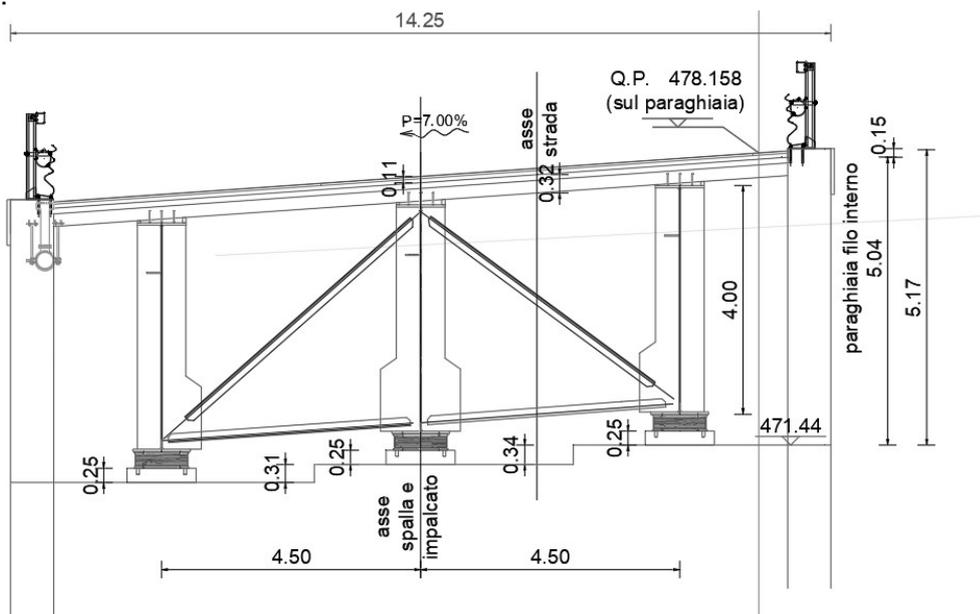
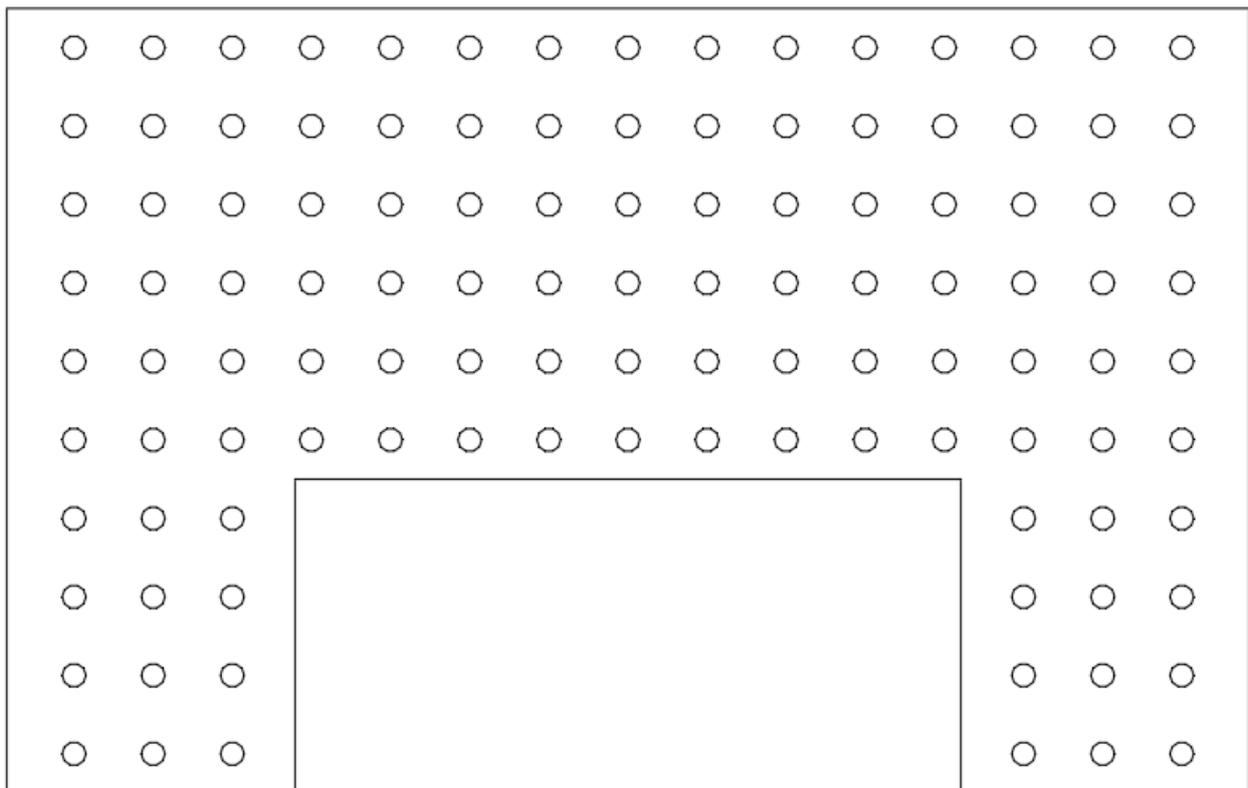


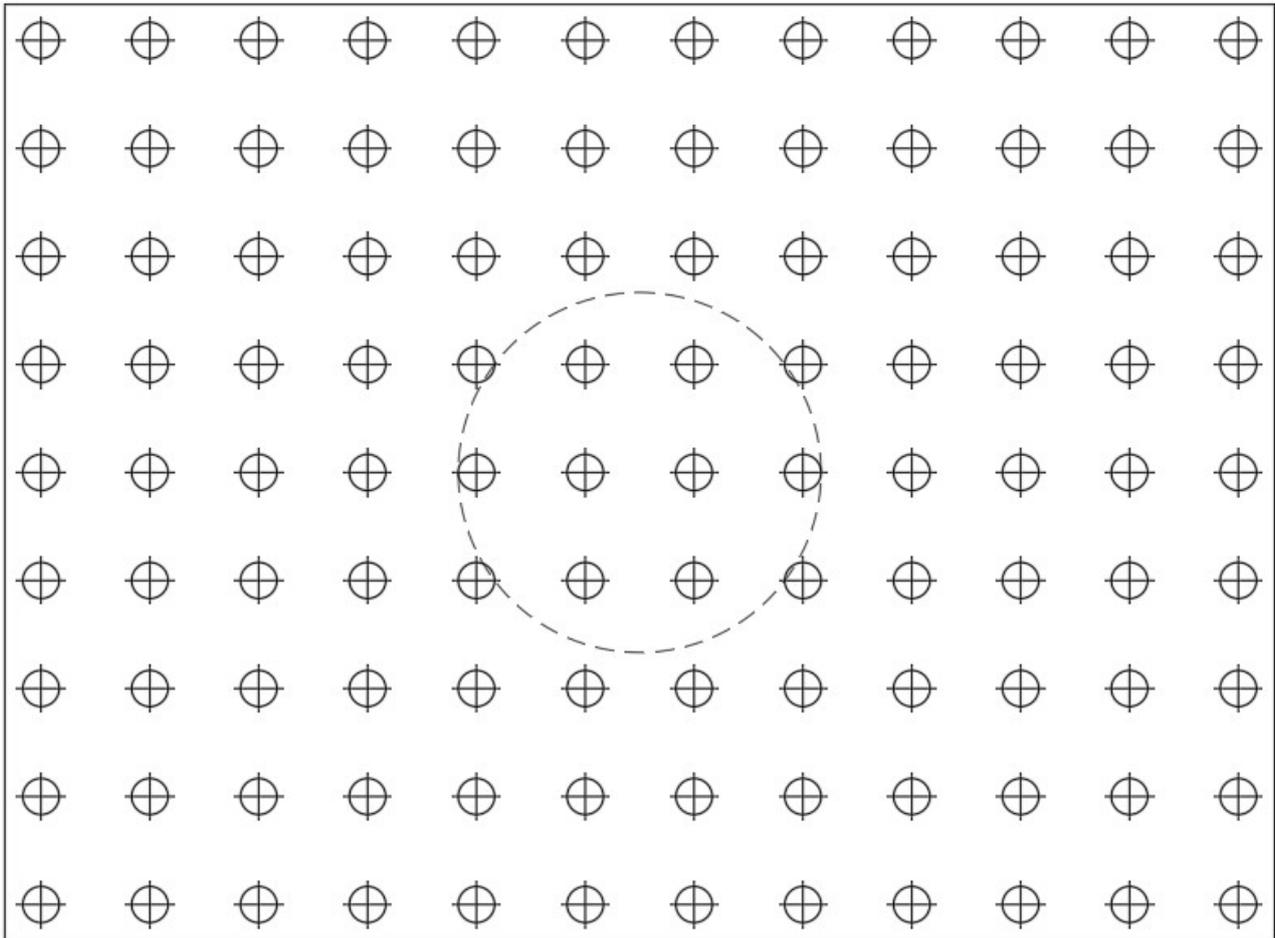
Figura 1.2 sezione tipo.

La collaborazione della soletta è affidata a pioli Nelson saldati alla piattabanda superiore.  
La soletta è supportata da una trave rompitratta sostenuta dai traversi reticolari disposti con passo tipico di 4m.  
Le pile sono costituite da fusti circolari con diametro 3m con un pulvino superiore con uno spessore di 1.8m.  
Alla base la fondazione è costituita da plinti di spessore 2m e dimensioni in pianta 7.8mx10.5m su micropali.  
Le spalle sono realizzate su fondazioni C su micropali, il muro frontale ha uno spessore di 2.5m e supporta un paraghiaia di spessore 40cm.

Si riportano di seguito gli schemi dei micropali, con diametro 30 cm e armati con un profilo cavo  $\phi 219.1 \times 10$  mm, utilizzati per le sottostrutture di pile e spalle



**Figura 1.3. Micropali spalla**



**Figura 1.4. Micropali pila**

## **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]

### 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

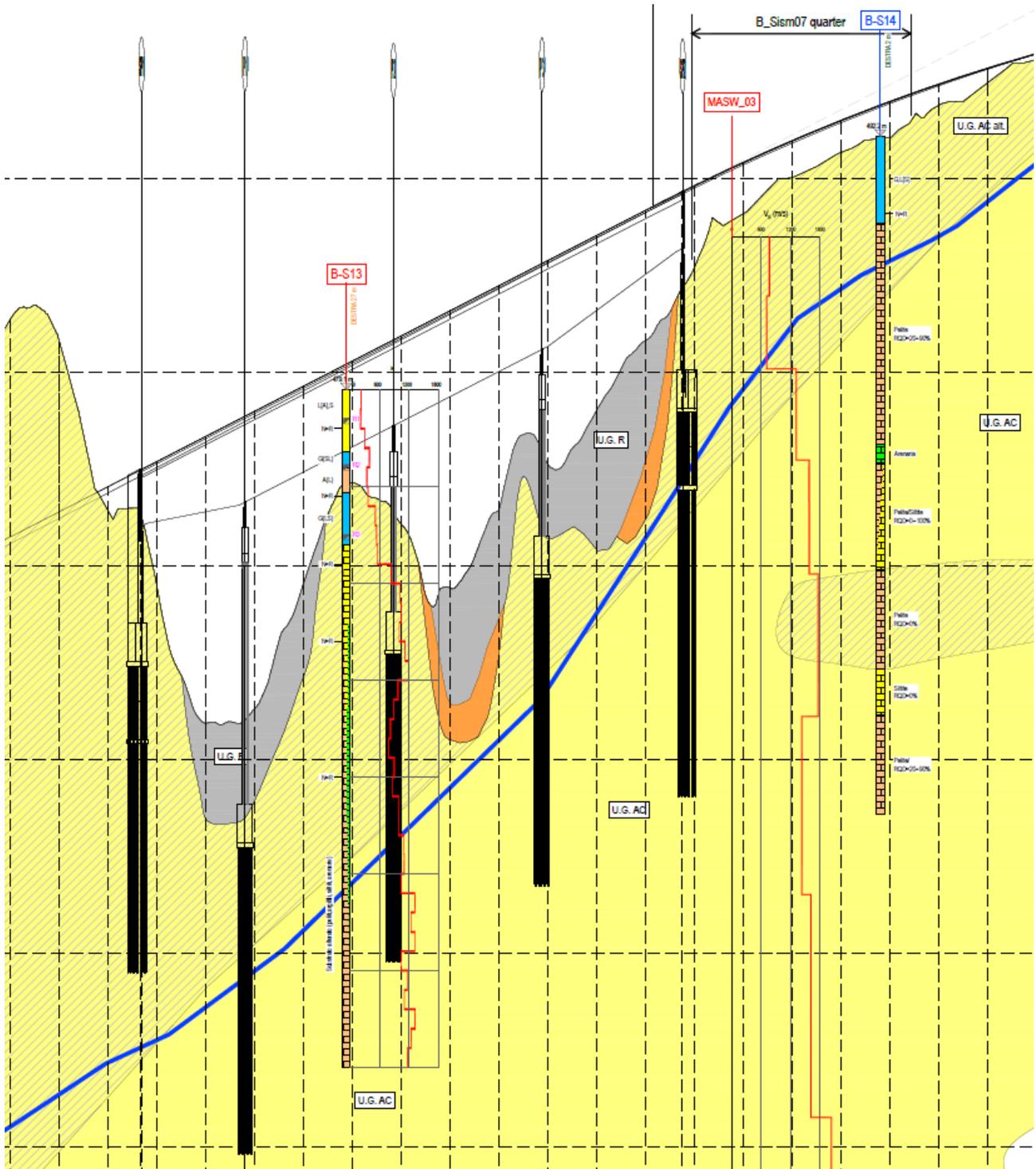
Per le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni in sito si è fatto riferimento ai seguenti parametri:

Arenaria e marne di San Polo (valori minimi a favore di sicurezza)

$$\phi' = 25^\circ$$

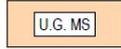
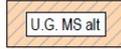
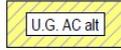
$$c_u = 0$$

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



# 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	$\gamma/\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Variabilità parametri			Valori caratteristici			$q_b$ per micropali tipo IGU (kPa)	$V_s$ (m/s)	$G_0$ (MPa)	$\nu$ (-)	Valori di deformabilità di riferimento				
			$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$c_u$ (kPa)	$\phi'_k$ (°)	$c'_k$ (kPa)	$c_{uk}$ (kPa)					M <sub>fond.</sub> Dir. (MPa)	E <sub>fond.</sub> Dir. (MPa)	E <sub>fond.</sub> Prof. (MPa)	E <sub>substr.</sub> (MPa)	
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:

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

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

Misto cementato

$\Phi' = 45^\circ$

$c_u = 0$

$\gamma = 25$  kN/m<sup>3</sup>

Terreno da rilevato

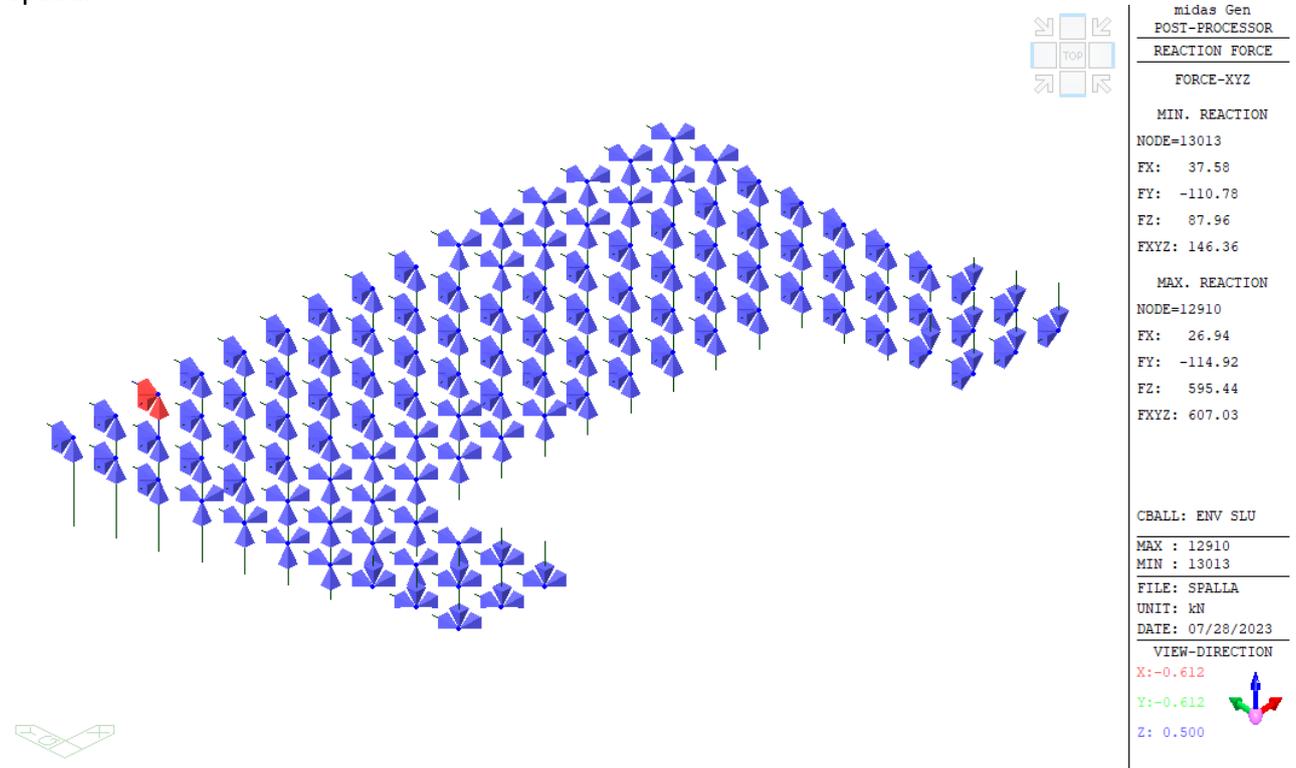
$\Phi' = 35^\circ$

$c_u = 0$

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

## 6. VERIFICA DEI MICROPALI

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 6.5 sollecitazioni agenti nei micropali in combinazione di inviluppo**

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

**SLU**

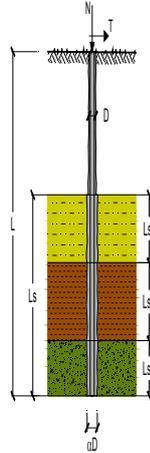
**CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO**

**OPERA:** 581\_Ver\_Micropali\_D300\_Vlxx\_SLU\_v1

**DATI DI INPUT:**

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporanee	Calcolo
<b>N (kN)</b>	441.79	0.00	596.42
<b>T (kN)</b>	75.11	0.00	101.40



coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_s$ 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	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_t$	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): 10.00 (m)

**Armatura:**

IPE     INP     HEA     HEB     HEM     Tubi     ALTRO  
 IPE 180    INP 160    HEA 300    HEB 160    HEM 200     $\emptyset 219,1 \times 10,0$

**$\emptyset 219,1 \times 10,0$**

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): 6569 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 3.598E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 328,475 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio  $\gamma_M$ : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{lim}$ ): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

Capacità portante di fusto  $QI = \sum_i \pi \cdot Ds_i \cdot s_i \cdot l_{s_i}$

Tipo di Terreno	Spessore $l_{s_i}$ (m)	$\alpha$ (-)	$Ds_i = \alpha \cdot D$ (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)  $QI = 964.17$  (kN)

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

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

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$Qlim = Qb + QI$

$Qlim = 964.17$  (kN)

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

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

$Fs = 1.62$

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**

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

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

$Pk = 18197.13$  (MN)  $\eta = 30.51$

**VERIFICA ALLE FORZE ORIZZONTALI**

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

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

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

$b = 0.839$  (1/m)

Momento Massimo (M):

$M = 60.41$  (kN m)

**VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

Acciaio S 355 (Fe 510)

Tensioni nel singolo micropalo

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

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

$\sigma_{max} = 274.69$  (N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_{min} = -93.11$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau = 30.87$  (N/mm<sup>2</sup>)

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

$\sigma_{td} = 279.84$  (N/mm<sup>2</sup>) verifica soddisfatta

**SLV**

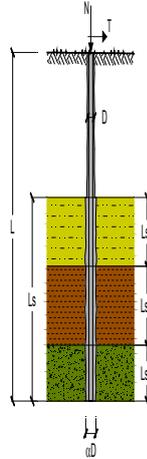
**CAPACITA' PORTANTE DI UN MICROPALO**

**OPERA:** 581\_Ver\_Micropali\_D300\_Vlxx\_SLV\_v1

**DATI DI INPUT:**

**Sollecitazioni Agenti:**

	Permanenti	Temporane	Calcolo
<b>N (kN)</b>	415.00	0.00	415.00
<b>T (kN)</b>	118.00	0.00	118.00



coefficienti parziali			azioni		resistenza laterale	
Metodo di calcolo			permanenti	variabili	$\gamma_s$	$\gamma_s$ traz
			$\gamma_G$	$\gamma_Q$		
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		<input type="radio"/>	1.00	1.00	1.00	1.00
definiti dal progettista		<input type="radio"/>	1.35	1.35	1.15	1.25

n	1	2	3	4	5	7	$\geq 10$	DM88	prog.
$\xi_s$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_t$	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

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

**ø219,1 x 10,0**

Area dell'armatura (A<sub>arm</sub>): 6569 (mm<sup>2</sup>)

Momento di inerzia della sezione di armatura (J<sub>arm</sub>): 3.598E+07 (mm<sup>4</sup>)

Modulo di resistenza della sezione di armatura (W<sub>arm</sub>): 328,475 (mm<sup>3</sup>)

Tipo di acciaio: S 355 (Fe 510)

Tensione di snervamento dell'acciaio (f<sub>y</sub>): 355 (N/mm<sup>2</sup>)

Coefficiente Parziale Acciaio  $\gamma_M$ : 1.05

Tensione ammissibile dell'acciaio ( $\sigma_{lim}$ ): 338 (N/mm<sup>2</sup>)

Modulo di elasticità dell'acciaio (E<sub>arm</sub>): 210,000 (N/mm<sup>2</sup>)

**Coefficiente di Reazione Laterale:**

Coeff. di Winkler (k): 50.0 (MN/m<sup>3</sup>)

**CAPACITA' PORTANTE ESTERNA**

**Capacità portante di fusto**

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

Tipo di Terreno	Spessore $l s_i$ (m)	$\alpha$ (-)	$D s_i = \alpha \cdot D$ (m)	$s_i$ media (MPa)	$s_i$ minima (MPa)	$s_i$ calcolo (MPa)	$Q s_i$ (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**

$Qp = \%Punta \cdot QI$  (consigliato 10-15%)

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

**CARICO LIMITE DEL MICROPALO**

$$Qlim = Qb + QI$$

$Qlim = 964.17$  (kN)

**COEFFICIENTE DI SICUREZZA**

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

$F_s = 2.32$

**CAPACITA' PORTANTE PER INSTABILITA' DELL'EQUILIBRIO ELASTICO**

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

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

$Pk = 18197.13$  (MN)  $\eta = 43.85$

**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):

$M = 70.30$  (kN m)

**VERIFICHE STRUTTURALI DEL MICROPALO**

Acciaio S 355 (Fe 510)

**Tensioni nel singolo micropalo**

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

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

$\sigma_{max} = 277.18$  (N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_{min} = -150.83$  (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau = 35.93$  (N/mm<sup>2</sup>)

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

$\sigma_{id} = 284.08$  (N/mm<sup>2</sup>) **verifica soddisfatta**



## **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.