



# REGIONE TOSCANA

Direzione mobilità, infrastrutture e trasporto pubblico locale  
Settore viabilità regionale ambiti Firenze-Prato e Pistoia

## NUOVO PONTE SUL FIUME ARNO E RELATIVI COLLEGAMENTI VIARI TRA LO SVINCOLO DELLA SGC FI-PI-LI DI LASTRA A SIGNA E DI SIGNA CIG: 95482064DA - CUP: D91B21005300001

### OFFERTA TECNICA



### 07 - STRUTTURE - OPERE D'ARTE MAGGIORI

Descrizione elaborato

#### Relazione di calcolo ponte

Data  
Giugno 2023

Codice interno	Livello	Ambito	Tipo	Numero	Rev.
23007	PD	STR	R	01	00

#### Raggruppamento Temporaneo di Imprese:

Mandataria:



**CONSORZIO STABILE  
ON SITE SCARL**  
Via delle Porcellane, 5 - 50019 Sesto  
Fiorentino (FI)  
P. I.V.A.: 07226860489  
E-Mail: [info@consorziostabileonsite.com](mailto:info@consorziostabileonsite.com)

Mandante:



**GIUGLIANO COSTRUZIONI METALLICHE S.r.l.**  
Zona INDUSTRIALE ASI Marcanise Sud  
81025 MARCANISE (CE)  
P. I.V.A.: 04312731211  
E-Mail: [info@giuglianocostruzionimetalliche.com](mailto:info@giuglianocostruzionimetalliche.com)

#### Redazione Offerta Tecnica e Progetto Definitivo:

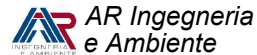


**DP INGEGERIA S.R.L.**

Società di Ingegneria Civile

DP INGEGERIA [info@dpingegneria.com](mailto:info@dpingegneria.com) - [www.dpingegneria.com](http://www.dpingegneria.com)

ASSOCIATO



Prof. Ing. Stefano **Pagliara**

Ing. Massimo **Ascoli**

Prof. Ing. Alessandro **Marradi**

Dott. Paolo **Turin**

Consulenza:

Prof. Ing. Walter **Salvatore**

Prof. Ing. Nunziante **Squeglia**



## Sommario

1	Premessa.....	3
2	Normativa di riferimento.....	4
3	Relazione sui materiali.....	4
3.1	Acciaio per carpenteria metallica S 355.....	4
3.2	Calcestruzzo C12/15.....	4
3.3	Calcestruzzo C28/35.....	4
3.4	Calcestruzzo C32/40.....	4
3.5	Armature per c.a. B450C.....	5
3.6	Saldature.....	5
4	Analisi dei carichi.....	6
4.1	Carichi permanenti strutturali g1.....	6
4.2	Carichi permanenti portati g2.....	6
4.3	Ritiro $\epsilon_2$ .....	6
4.4	Azioni variabili da traffico: carichi verticali Q1.....	7
4.5	Azioni variabili da traffico: azione longitudinale di frenamento e accelerazione q3.....	9
4.6	Azione della temperatura q7.....	9
4.7	Resistenze passive dei vincoli q9.....	9
4.8	Azione Sismica.....	9
5	Combinazione dei carichi.....	12
6	Modello di calcolo dell'impalcato.....	14
6.1	Larghezza collaborante della soletta.....	14
7	Verifica dei pali di fondazione.....	16
7.1	Verifica a capacità portante.....	16
7.1.1	Carichi Pila P12.....	16
7.1.2	Carichi Pila P14.....	17
7.1.3	Carichi Pila P16.....	17
7.1.4	Carichi Pila P2.....	18
7.1.5	Carichi Pila P8.....	18
7.1.6	Carichi Pila P16.....	19
7.1.7	Carichi Pila P7.....	20
7.1.8	Carichi Pila P6.....	20
7.1.9	Carichi Spalla SB.....	21
7.1.10	Carichi Spalla SA.....	21



## REGIONE TOSCANA

Direzione mobilità, infrastrutture e trasporto pubblico locale  
Settore viabilità regionale ambiti Firenze-Prato e Pistoia

NUOVO PONTE SUL FIUME ARNO E RELATIVI COLLEGAMENTI VIARI TRA LO SVINCOLO DELLA SGC FI-PI-LI DI LASTRA A SIGNA E DI SIGNA  
CIG: 95482064DA - CUP: D91B21005300001

7.1.11	Capacità portante pali tratto 1 .....	22
7.1.12	Capacità portante pali tratto 3 .....	23
7.1.13	Capacità portante pali tratto 2 e 4 .....	24
8	Prescrizioni progettuali .....	25
8.1	Fondazione pila n.8 .....	25
8.2	Impalcati .....	25

A.T.I.

MANDATARIA



MANDANTE



REDAZIONE DI GARA E PROGETTO DEFINITIVO:



OP INGENGERIA SRL  
Società di Ingegneria Civile  
info@opingenzeria.com - www.opingenzeria.com  
Viale San Concordio, 1180 - 55100 LUCCA  
Tel: 0583 391194 - P.IVA: 02486940469



AUSILIO



EMAGY  
S. AMBIENTE

Prof. Ing. A. **Marradi** | Prof. Ing S. **Pagliara** | Ing. M. **Ascoli** | Dott. P. **Turin**

CONSULENZA:

PAGINA

Prof. Ing. W.  
**Salvatore**

Prof. Ing. N.  
**Squeglia**

2



## **1 Premessa**

La presente relazione di calcolo è relativa al viadotto sul fiume Arno facente parte del progetto definitivo del “Nuovo ponte sul fiume Arno e relativi collegamenti viari tra lo svincolo della SGC Fi-Pi-Li di Lastra a Signa e di Signa”.

Si tratta di un viadotto a trave continua della lunghezza complessiva di 891,5 m, suddiviso in n. 18 campate. La progressione delle luci, andando da Signa verso Firenze, è la seguente: 23,5+42+42+42+42+42+42+42+62+67,50+144+67,5+42+42+2+42+23 m.

La campata principale, di luce pari a 144 m, è quella che scavalca il fiume Arno, mentre le due campate 67,5 e 62 m, permettono di superare le linee ferroviarie. Le pile hanno altezze comprese tra i 2,5 m e i 20,5 m.

La struttura portante dell’impalcato è prevista in sezione mista acciaio-calcestruzzo, nella quale le parti metalliche principali sono costituite da due travi poste ad un interasse di 8,00 m e composte da profili dissimmetrici a doppio T saldati.

La soletta in calcestruzzo presenta uno spessore di 30 cm ed è gettata su coppelle prefabbricate, dello spessore di 5 cm, ordite in senso ortogonale all’asse del ponte e rivestite all’intradosso in acciaio CorTen. Le altezze delle travi metalliche sono pari a 2150 mm per luci fino a 42 m, mentre presentano un’altezza variabile da 2150 mm a 6000 mm per le campate oltre i 62 m. La larghezza in senso trasversale è pari a 15,50 m.

In corrispondenza delle parti in rettilineo la sezione è di tipo “aperto”, mentre per le parti in curva sono previsti diaframmi e controventi inferiori atti a conferire caratteristiche torsio rigide alla sezione complessiva dell’impalcato (sezione a cassone equivalente).



## 2 Normativa di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative:

- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018** (G.U. 20 febbraio 2018 n. 42 - Suppl. Ord.) "Nuove norme tecniche per le costruzioni"

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:

- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (G.U. 11 febbraio 2019 n. 35 – Suppl. Ord. n.5) "Istruzioni per l'applicazione dell' 'Aggiornamento delle norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018".

## 3 Relazione sui materiali

### 3.1 Acciaio per carpenteria metallica S 355

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} = 510 \text{ N/mm}^2$$

Modulo di elasticità normale

$$E = 210000 \text{ N/mm}^2$$

Coefficiente di Poisson

$$\nu = 0,3$$

Peso specifico

$$\gamma_s = 7850 \text{ daN/m}^3$$

### 3.2 Calcestruzzo C12/15

**Impiegato per la realizzazione di getti di magrone e di riempimento**

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza caratteristica cilindrica

$$f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$$

Classe di consistenza

S3

Diametro massimo dell'aggregato

32 mm

### 3.3 Calcestruzzo C28/35

**Impiegato per la realizzazione della soletta d'impalcato**

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$$

Resistenza caratteristica cilindrica

$$f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$$

Classe di esposizione

XC3

Classe di consistenza

S3

Diametro massimo dell'aggregato

32 mm

### 3.4 Calcestruzzo C32/40

**Impiegato per la realizzazione delle fondazioni di pile e spalle, dei pali di fondazione e dei muri del rilevato**

Resistenza caratteristica cubica

$$R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$$





Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 32 \text{ N/mm}^2$
Classe di esposizione	XC3
Classe di consistenza	S3
Diametro massimo dell'aggregato	32 mm

### 3.5 Armature per c.a. B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yb} = 450 \text{ N/mm}^2$
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tb} = 540 \text{ N/mm}^2$

### 3.6 Saldature

Le caratteristiche del materiale d'apporto per la realizzazione delle saldature dovranno essere equivalenti o superiori alle caratteristiche del materiale base. Se non diversamente specificato le saldature si intendono eseguite a completa penetrazione.



## 4 Analisi dei carichi

### 4.1 Carichi permanenti strutturali $g_1$

**Peso proprio della struttura metallica d'impalcato (travi, traversi, diaframmi e controventi)**

L'incidenza delle strutture metalliche d'impalcato è stata valutata assumendo un peso specifico dell'acciaio pari a  $78,50 \text{ kN/m}^3$ .

**Soletta d'impalcato**

Assunto un peso specifico del cemento armato pari a  $25 \text{ kN/m}^3$  ed uno spessore, comprensivo delle cospelle, pari  $25 \text{ cm}$ , risulta:

$$g_{1, \text{soletta}} = 25 \times 0,35 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

**Pile e spalle**

I carichi sono valutati sulla base delle dimensioni effettive degli elementi assumendo peso specifico pari a  $25 \text{ kN/m}^3$

### 4.2 Carichi permanenti portati $g_2$

**Pavimentazione stradale, marciapiede e pista ciclabile**

Si assume un carico uniformemente distribuito sulla larghezza pavimentata pari a:

$$g_{2, \text{pavimentazione}} = 3,00 \text{ kN/m}^2$$

**Parapetti e guard rail.**

Le incidenze dei parapetti e delle barriere guard rail al metro lineare di sviluppo sono state assunte rispettivamente pari a:

$$g_{2, \text{parapetto}} = 1,20 \text{ kN/m}$$

$$g_{2, \text{guardrail}} = 1,50 \text{ kN/m}$$

### 4.3 Ritiro $\epsilon_2$

La deformazione assiale da ritiro viene valutata mediante l'espressione:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

Nella quale:

$\epsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro

$\epsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento

$\epsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno

Il valore medio della deformazione a tempo infinito del ritiro per essiccamento può essere stimata tramite l'espressione:

$$\epsilon_{cd, \infty} = k_h \times \epsilon_{co}$$

Dove  $k_h$  e  $\epsilon_{co}$  sono forniti dalle seguenti tabelle:

**Tabella 11.2.Va – Valori di  $\epsilon_{co}$**

$f_{ck}$	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00



Essendo per la soletta  $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$  e considerando un'umidità relativa del 80% si ricava:

$$\varepsilon_{co} = -0,24 \text{ ‰}$$

**Tabella 11.2.Vb – Valori di  $k_h$**

$h_0$ (mm)	$k_h$
100	1,0
200	0,85
300	0,75
$\geq 500$	0,70

La grandezza  $h_0$  è fornita dall'espressione:

$$h_0 = 2 \times A_c / u$$

con

$$A_c = 15,50 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} = 4,65 \text{ m}^2$$

$$u = 2 \times 0,30 \text{ m} + 15,50 \text{ m} = 16,10 \text{ m}$$

risulta:

$$h_0 = 577 \text{ mm}$$

dalla tabella:

$$k_h = 0,70$$

Risulta quindi per il valore medio della deformazione a tempo infinito:

$$\varepsilon_{cd, \infty} = \varepsilon_{cd, \infty} = k_h \times \varepsilon_{co} = -0,70 \times 0,24 \text{ ‰} = -0,168 \text{ ‰}$$

La deformazione da ritiro autogeno può essere stimata mediante la relazione:

$$\varepsilon_{ca, \infty} = -2,5 \times (f_{ck} - 10) \times 10^{-6} = -0,075 \text{ ‰}$$

In definitiva per la deformazione totale da ritiro risulta:

$$\varepsilon_{cs} = -(0,168 + 0,075) \text{ ‰} = -0,243 \text{ ‰}$$

#### 4.4 Azioni variabili da traffico: carichi verticali Q1

I carichi variabili da traffico sono definiti dagli Schemi di Carico descritti nel § 5.1.3.3.3 delle NTC2018, disposti su corsie convenzionali.

Le larghezze  $w_i$  ed il numero di tali corsie sulla carreggiata sono indicati nel prospetto seguente:

Larghezza della superficie carrabile "w"	Numero di corsie convenzionali	Larghezza di una corsia convenzionale [m]	Larghezza della zona rimanente [m]
$w < 5,40 \text{ m}$	$n_l = 1$	3,00	$(w - 3,00)$
$5,4 \leq w < 6,0 \text{ m}$	$n_l = 2$	$w/2$	0
$6,0 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}(w/3)$	3,00	$w - (3,00 \times n_l)$

Nel caso specifico la larghezza della superficie carrabile è assunta pari a  $w = 10,50 \text{ m}$ . Risulta per il numero di corsie:

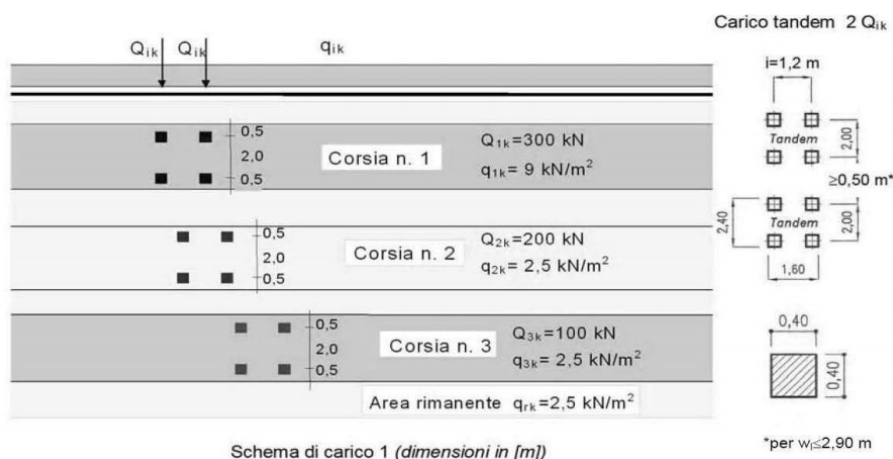
$$n = \text{int}(w/3) = 3 \quad \text{numero di corsie convenzionali}$$



$w_r = w - 3 \times 3 = 1,50 \text{ m}$  larghezza della zona rimanente.

Ai fini delle successive verifiche sono stati presi in considerazione gli schemi di carico riportati nel seguito:

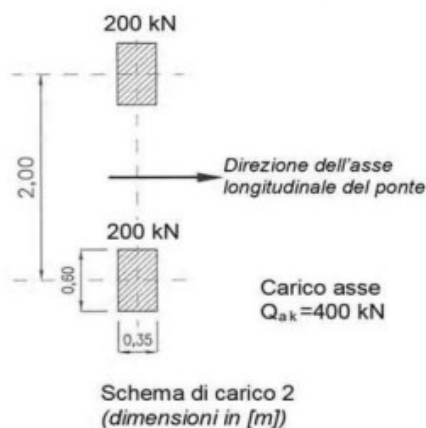
**Schema di carico n.1:** Costituito da carichi concentrati su due assi in tandem, applicati su impronte di pneumatico di forma quadrata e lato 0,40 m, e da carichi uniformemente distribuiti come schematicamente mostrato nella figura seguente.



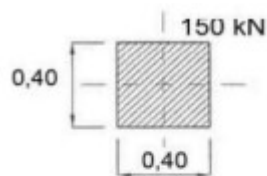
Le intensità dei carichi tandem e distribuiti sono forniti nella seguente tabella.

Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9,00
Corsia Numero 2	200	2,50
Corsia Numero 3	100	2,50
Altre corsie	0,00	2,50

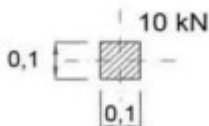
**Schema di carico n.2:** Costituito da un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m, come mostrato nella figura sottostante. Questo schema va considerato autonomamente con asse longitudinale nella posizione più gravosa ed è da assumere a riferimento solo per verifiche locali. Qualora sia più gravoso si considererà il peso di una singola ruota di 200 kN.



**Schema di Carico 4:** Costituito da un carico isolato da 10 kN con impronta quadrata di lato 0,10 m. Si utilizza per verifiche locali su marciapiedi protetti da sicurvia e sulle passerelle pedonali.



Schema di carico 3  
(dimensioni in [m])



Schema di carico 4  
(dimensioni in [m])

**Schema di Carico 5:** Costituito dalla folla compatta, agente con intensità nominale, comprensiva degli effetti dinamici, di 5,0 kN/m<sup>2</sup>. Il valore di combinazione è invece di 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Il carico folla deve essere applicato su tutte le zone significative della superficie di influenza, inclusa l'area dello spartitraffico centrale, ove rilevante.

#### 4.5 Azioni variabili da traffico: azione longitudinale di frenamento e accelerazione $q_3$

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

#### 4.6 Azione della temperatura $q_7$

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni indotte dalle variazioni termiche sono stati considerati i seguenti gradienti di temperatura:

##### Variatione termica estiva:

Temperatura all'estradosso dell'impalcato +40°

Temperatura all'intradosso dell'impalcato: +30°

##### Variatione termica invernale:

Temperatura all'estradosso dell'impalcato: -30°

Temperatura all'intradosso dell'impalcato: -25°

#### 4.7 Resistenze passive dei vincoli $q_9$

Si assume un valore pari al 3% delle azioni permanenti (G1+G2).

#### 4.8 Azione Sismica

L'azione sismica è stata valutata mediante un'analisi di tipo statica lineare.



L'azione sismica è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento  $V_r$  e la probabilità di superamento  $P_{ver}$  associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno  $T_r$  e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T\*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita $V_n$ [anni]	Coeff. Uso	Periodo $V_r$ [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
IV	50	2	100	C	T1

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati nelle tabelle successive, nelle quali:

- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_s \cdot S_t$  (3.2.3)
- $F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale
- $T_b$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- $T_d$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico,  $S_e$ , è definito dalle seguenti espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Dove per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1; mentre per le categorie di sottosuolo B, C, D, E i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  vengono calcolati mediante le espressioni riportate nella seguente Tabella



# REGIONE TOSCANA

Direzione mobilità, infrastrutture e trasporto pubblico locale  
Settore viabilità regionale ambiti Firenze-Prato e Pistoia

NUOVO PONTE SUL FIUME ARNO E RELATIVI COLLEGAMENTI VIARI TRA LO SVINCOLO DELLA SGC FI-PI-LI DI LASTRA A SIGNA E DI SIGNA  
CIG: 95482064DA - CUP: D91B21005300001

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella seguente Tabella

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico,  $S_{ve}$ , è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

I valori di  $S_s$ ,  $T_B$ ,  $T_C$  e  $T_D$ , sono riportati nella seguente tabella

Categoria di sottosuolo	$S_s$	$T_B$	$T_C$	$T_D$
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

Risulta:

## Punto d'indagine

Stato limite	Tr [anni]	ag [g]	F0 [-]	Tc* [s]
SLO	60	0.058	2.607	0.268
SLD	101	0.069	2.604	0.280
SLV	949	0.161	2.384	0.304
SLC	1950	0.200	2.403	0.311

A.T.I.



MANDANTE



REDAZIONE DI GARA E PROGETTO DEFINITIVO:



Prof. Ing. A. Marradi | Prof. Ing S. Pagliara | Ing. M. Ascoli | Dott. P. Turin



CONSULENZA:

Prof. Ing. W. Salvatore

Prof. Ing. N. Squeglia

PAGINA

11

**5 Combinazione dei carichi**

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

**Combinazione fondamentale SLU**

$$\gamma G1 \cdot G1 + \gamma G2 \cdot G2 + \gamma P \cdot P + \gamma Q1 \cdot Qk1 + \gamma Q2 \cdot \psi 02 \cdot Qk2 + \gamma Q3 \cdot \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

**Combinazione caratteristica (rara) SLE**

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi 02 \cdot Qk2 + \psi 03 \cdot Qk3 + \dots$$

**Combinazione frequente SLE**

$$G1 + G2 + P + \psi 11 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

**Combinazione quasi permanente SLE**

$$G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \psi 23 \cdot Qk3 + \dots$$

**Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

$$E + G1 + G2 + P + \psi 21 \cdot Qk1 + \psi 22 \cdot Qk2 + \dots$$

I valori caratteristici dei carichi da traffico vengono determinati secondo quanto riportato nella seguente tabella:

	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
Gruppo di azioni	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5KN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0KN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				

(\*) Ponti pedonali  
 (\*\*) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)  
 (\*\*\*) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

Mentre i coefficienti parziali di combinazione sono forniti nelle seguenti tabelle:





**Tabella 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Carichi variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tabella 5.1.VI - Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento $q_s$	5	0,0	0,0	0,0
	Vento a ponte scarico			
	SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
Neve $q_s$	Vento a ponte carico	0,6		
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	$T_k$	0,6	0,6	0,5



## 6 Modello di calcolo dell'impalcato

La struttura portante del ponte è costituita da tre travi metalliche disposte in senso longitudinale, collegate superiormente da una soletta collaborante e ortogonalmente da traversi.

Il ponte è stato analizzato modellando le due travi principali con elementi monodimensionali. In corrispondenza delle parti in curva a ciascuna trave è stata associata un'inerzia torsionale pari alla metà di quella della sezione a cassone equivalente.

Il calcolo della struttura è stato condotto per le seguenti fasi, a cui corrispondono differenti sezioni resistenti delle travi

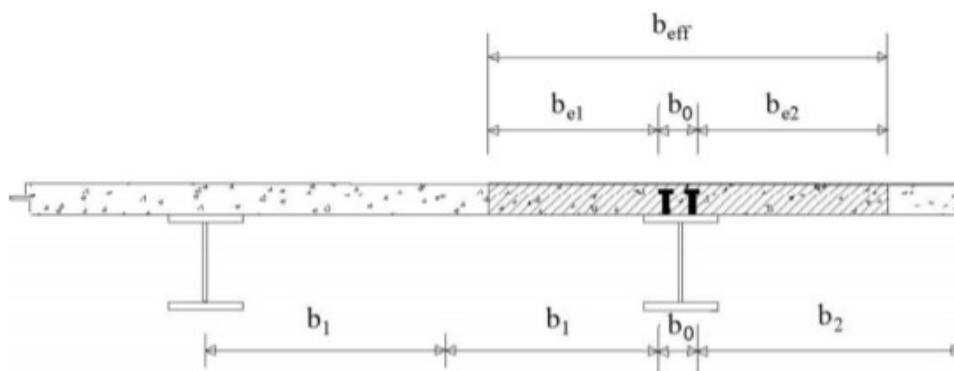
- Fase 1 – Assemblaggio della struttura metallica e getto della soletta. In questa fase la sezione resistente è costituita dalle sole travi metalliche. Le rigidezze assiali e flessionali delle travi nel modello sono assunte pari a quelle della sezioni metalliche.
- Fase 2 – Applicazione dei carichi permanenti non strutturali. In questa fase la sezione resistente è costituita dalle travi metalliche e dalla larghezza di soletta collaborante. La rigidezza assiale e flessionale nel piano delle travi nel modello è stata assunta pari alla rigidezza della sezione composta omogeneizzata ad acciaio per mezzo di un coefficiente  $n=18$ , che tiene conto in maniera convenzionale dei fenomeni viscosi del c.l.s..
- Fase 3 – Applicazione dei carichi di breve durata. La sezione resistente e le caratteristiche inerziali delle travi nel modello sono state determinate in maniera analoga a quando descritto con la fase 2 adoperando però un coefficiente di omogeneizzazione  $n=6$ .

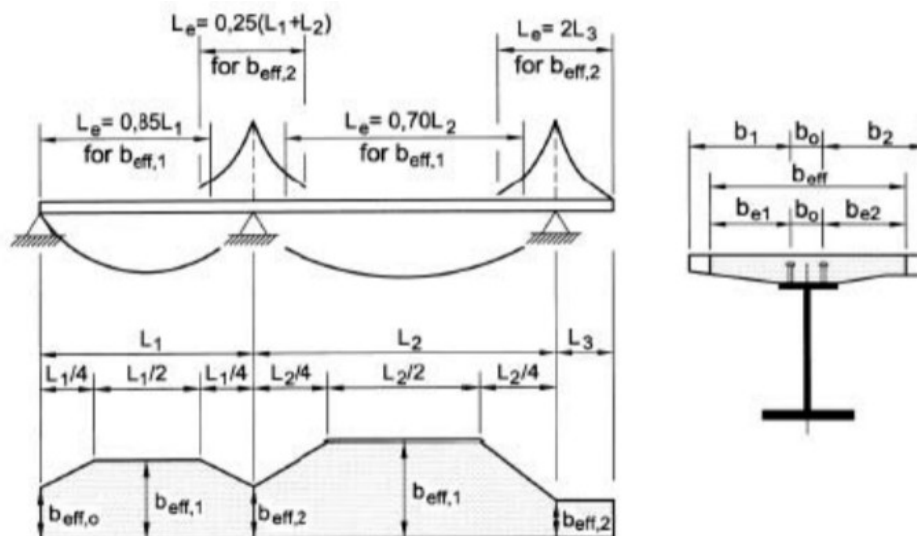
### 6.1 Larghezza collaborante della soletta

La larghezza efficace,  $b_{eff}$ , della soletta in calcestruzzo viene determinata mediante l'espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2}$$

dove  $b_0$  è la distanza tra gli assi dei connettori e  $b_{ei}$  è pari al minimo tra  $L_e/8$  e  $b_i$ . Per la determinazione di quest'ultime quantità si fa riferimento alle indicazioni riportate nelle immagini sottostanti.





Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

dove

$$\beta_1 = \left( 0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{e1}} \right) \leq 1,00$$

**7 Verifica dei pali di fondazione**

Vengono realizzati pali trivellati di diametro 120 cm e lunghezza 20 m in c.a.

**7.1 Verifica a capacità portante****7.1.1 Carichi Pila P12**

L1 m	L2 m	l	d
42	42	42	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma_G$	$\gamma_Q$	n pali	Perma.	Variabile
Unità di misura	m	m	mq	kN/mq	kN/m	kN				kN	kN
G1 Sottostruttura						10397.44					
G1 Acciaio	42	15.50	651	3.00		1953.00					
G1 cls	42	15.50	651	7.00		4557.00					
G2	42	15.50	651	3.00		1953.00					
q	42				53	2226.00					
Q						1200.00					
F						825.88					
CARICO TOTALE						23112.32					

**Carico dovuto al momento torcente**

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

**Calcolo peso Pila (P12)**

$\gamma_{cls}$ kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	415.8976	10397.44



## 7.1.2 Carichi Pila P14

L1 m	L2 m	l	d
42	42	42	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma G$	$\gamma Q$	n pali	Perma.	Variabile
Unità di misura	m	m	mq	kN/mq	kN/m	kN				kN	kN
G1 Sottostruttura						9206.44					
G1 Acciaio	42	15.50	651	3.00		1953.00					
G1 cls	42	15.50	651	7.00		4557.00					
G2	42	15.50	651	3.00		1953.00	1.35	1.35	1.00	23853.74	
q	42				53	2226.00					
Q						1200.00					5740.04
F						825.88					
CARICO TOTALE						21921.32					

### Carico dovuto al momento torcente

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

### Calcolo peso Pila (P14)

$\gamma$ cls kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	368.2576	9206.44

## 7.1.3 Carichi Pila P16

L1 m	L2 m	l	d
42	42	42	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma G$	$\gamma Q$	n pali	Perma.	Variabile
Unità di misura	m	m	mq	kN/mq	kN/m	kN				kN	kN
G1 Sottostruttura						8564.94					
G1 Acciaio	42	15.50	651	3.00		1953.00					
G1 cls	42	15.50	651	7.00		4557.00					
G2	42	15.50	651	3.00		1953.00	1.35	1.35	1.00	22987.72	
q	42				53	2226.00					
Q						1200.00					5740.04
F						825.88					
CARICO TOTALE						21279.82					

### Carico dovuto al momento torcente

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

### Calcolo peso Pila (P16)

$\gamma$ cls kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	342.5976	8564.94

A.T.I.



23007\_PD\_STR\_R\_01\_00\*Relazione di calcolo ponte\_04

REDAZIONE DI GARA E PROGETTO DEFINITIVO:



Prof. Ing. A. Marradi | Prof. Ing S. Pagliara | Ing. M. Ascoli | Dott. P. Turin

CONSULENZA:

PAGINA

Prof. Ing. W. Salvatore  
Prof. Ing. N. Squeglia





## 7.1.4 Carichi Pila P2

L1 m	L2 m	l	d
42	42	42	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma G$	$\gamma Q$	n pali	Perma.	Variabile
Unità di misura	m	m	mq	kN/mq	kN/m	kN				kN	kN
G1 Sottostruttura						8015.19	1.35	1.35	1.00	22245.56	
G1 Acciaio	42	15.50	651	3.00		1953.00					
G1 cls	42	15.50	651	7.00		4557.00					
G2	42	15.50	651	3.00		1953.00					
q	42				53	2226.00				5740.04	
Q						1200.00					
F						825.88					
CARICO TOTALE						20730.07					

### Carico dovuto al momento torcente

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

### Calcolo peso Pila (P2)

$\gamma$ cls kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	320.6076	8015.19

## 7.1.5 Carichi Pila P8

L1 m	L2 m	l	d
62	67.5	64.75	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma G$	$\gamma Q$	n pali	Perma.	Variabile
Unità di misura	m	m	mq	kN/mq	kN/m	kN				kN	kN
G1 Sottostruttura						9847.69	1.35	1.35	1.00	30908.00	
G1 Acciaio	64.75	15.50	1003.625	3.00		3010.88					
G1 cls	64.75	15.50	1003.625	7.00		7025.38					
G2	64.75	15.50	1003.625	3.00		3010.88					
q	64.75				53	3431.75			7367.80		
Q						1200.00					
F						825.88					
CARICO TOTALE						28352.45					

### Calcolo peso Pila (P8)

$\gamma$ cls kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	393.9076	9847.69



# REGIONE TOSCANA

Direzione mobilità, infrastrutture e trasporto pubblico locale  
Settore viabilità regionale ambiti Firenze-Prato e Pistoia

NUOVO PONTE SUL FIUME ARNO E RELATIVI COLLEGAMENTI VIARI TRA LO SVINCOLO DELLA SGC FI-PI-LI DI LASTRA A SIGNA E DI SIGNA  
CIG: 95482064DA - CUP: D91B21005300001

## Carico dovuto al momento torcente

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

## 7.1.6 Carichi Pila P16

L1 m	L2 m	l	d
62	67.5	64.75	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma_G$	$\gamma_Q$	n pali	Perma. kN	Variabile kN
Unità di misura	m	m	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m	kN					
G1 Sottostruttura						8564.94					
G1 Acciaio	64.75	15.50	1003.625	3.00		3010.88					
G1 cls	64.75	15.50	1003.625	7.00		7025.38					
G2	64.75	15.50	1003.625	3.00		3010.88					
q	64.75				53	3431.75					
Q						1200.00					
F						825.88					
CARICO TOTALE						27069.70					

## Calcolo peso Pila (P16)

$\gamma_{cls}$ kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	342.5976	8564.94

## Carico dovuto al momento torcente

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

A.T.I.

MANDATARIA



MANDANTE



REDAZIONE DI GARA E PROGETTO DEFINITIVO:



OP INGENGERIA S.R.L.  
Società di Ingegneria Civile  
info@opingenzeria.com - www.opingenzeria.com  
Viale San Concordio, 1180 - 55100 LUCCA  
Tel.: 0583 391194 - P.IVA: 02486940469



AUSILIO



EMAGY

Prof. Ing. A. Marradi | Prof. Ing. S. Pagliara | Ing. M. Ascoli | Dott. P. Turin

CONSULENZA:

PAGINA

Prof. Ing. W.  
Salvatore

Prof. Ing. N.  
Squeglia

19



# REGIONE TOSCANA

Direzione mobilità, infrastrutture e trasporto pubblico locale  
Settore viabilità regionale ambiti Firenze-Prato e Pistoia

NUOVO PONTE SUL FIUME ARNO E RELATIVI COLLEGAMENTI VIARI TRA LO SVINCOLO DELLA SGC FI-PI-LI DI LASTRA A SIGNA E DI SIGNA  
CIG: 95482064DA - CUP: D91B21005300001

## 7.1.7 Carichi Pila P7

L1 m	L2 m	l	d
67.5	144	105.75	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma G$	$\gamma Q$	n pali	Perma.	Variabile
Unità di misura	m	m	m <sup>q</sup>	kN/m <sup>q</sup>	kN/m	kN				kN	kN
G1 Sottostruttura						20518.69	1.35	1.35	1.00	56466.88	
G1 Acciaio	105.75	15.50	1639.125	3.00		4917.38					
G1 cls	105.75	15.50	1639.125	7.00		11473.88					
G2	105.75	15.50	1639.125	3.00		4917.38					
q	105.75				53	5604.75				10301.35	
Q						1200.00					
F						825.88					
CARICO TOTALE						49457.95					

### Calcolo peso Pila (P7)

$\gamma$ cls kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	820.7476	20518.69

### Carico dovuto al momento torcente

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

## 7.1.8 Carichi Pila P6

L1 m	L2 m	l	d
67.5	144	105.75	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma G$	$\gamma Q$	n pali	Perma.	Variabile
Unità di misura	m	m	m <sup>q</sup>	kN/m <sup>q</sup>	kN/m	kN				kN	kN
G1 Sottostruttura						14136.69	1.35	1.35	1.00	47851.18	
G1 Acciaio	105.75	15.50	1639.125	3.00		4917.38					
G1 cls	105.75	15.50	1639.125	7.00		11473.88					
G2	105.75	15.50	1639.125	3.00		4917.38					
q	105.75				53	5604.75				10301.35	
Q						1200.00					
F						825.88					
CARICO TOTALE						43075.95					

### Calcolo peso Pila (P6)

$\gamma$ cls kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	565.4676	14136.69

### Carico dovuto al momento torcente

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

A.T.I.

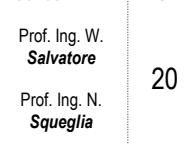


23007\_PD\_STR\_R\_01\_00\*Relazione di calcolo ponte\_04

REDAZIONE DI GARA E PROGETTO DEFINITIVO:



CONSULENZA: PAGINA





# REGIONE TOSCANA

Direzione mobilità, infrastrutture e trasporto pubblico locale  
Settore viabilità regionale ambiti Firenze-Prato e Pistoia

NUOVO PONTE SUL FIUME ARNO E RELATIVI COLLEGAMENTI VIARI TRA LO SVINCOLO DELLA SGC FI-PI-LI DI LASTRA A SIGNA E DI SIGNA  
CIG: 95482064DA - CUP: D91B21005300001

## 7.1.9 Carichi Spalla SB

L1 m	L2 m	l	d
0	23.5	11.75	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma G$	$\gamma Q$	n pali	Perma.	Variabile
Unità di misura	m	m	m <sup>q</sup>	kN/m <sup>q</sup>	kN/m	kN				kN	kN
G1 Sottostruttura						20583.27	1.35	1.35	1.00	30983.70	
G1 Acciaio	11.75	15.50	182.125	3.00		546.38					
G1 cls	11.75	15.50	182.125	7.00		1274.88					
G2	11.75	15.50	182.125	3.00		546.38					
q	11.75				53	622.75				3575.65	
Q						1200.00					
F						825.88					
CARICO TOTALE						25599.52					

### Calcolo peso Spalla (SB)

$\gamma$ cls kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	823.3306	20583.265

### Carico dovuto al momento torcente

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

## 7.1.10 Carichi Spalla SA

L1 m	L2 m	l	d
0	23	11.5	15.5

	l	d	Ainf.	CARICO			$\gamma G$	$\gamma Q$	n pali	Perma.	Variabile
Unità di misura	m	m	m <sup>q</sup>	kN/m <sup>q</sup>	kN/m	kN				kN	kN
G1 Sottostruttura						23232.02	1.35	1.35	1.00	34491.51	
G1 Acciaio	11.5	15.50	178.25	3.00		534.75					
G1 cls	11.5	15.50	178.25	7.00		1247.75					
G2	11.5	15.50	178.25	3.00		534.75					
q	11.5				53	609.50				3557.76	
Q						1200.00					
F						825.88					
CARICO TOTALE						28184.65					

### Calcolo peso Spalla (SA)

$\gamma$ cls kN/mc	Volume mc	Peso kN
25	929.2806	23232.02

### Carico dovuto al momento torcente

Q1 kN	Q2 kN	braccio m	M kNm	interasse m	F1 kN
600	400	3.9	3120	8	390

w m	q1w kNm	qw kNm	braccio m	M kNm	interasse m	F2 kNm	l m	F2 kN
3	27	7.5	2.7	83.025	8	10.38	42	435.88

A.T.I.

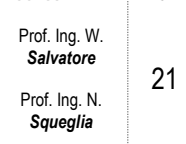


23007\_PD\_STR\_R\_01\_00\*Relazione di calcolo ponte\_04

REDAZIONE DI GARA E PROGETTO DEFINITIVO:



CONSULENZA: PAGINA





## 7.1.11 Capacità portante pali tratto 1

### CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

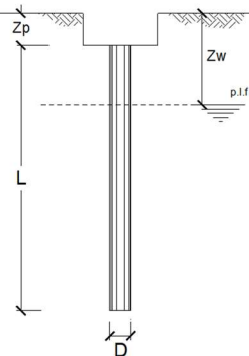
#### CANTIERE:

#### OPERA:

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A <sub>p</sub> ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	2.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>0</sub> ):	2.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	3 - A		L <sub>palo</sub> =	20.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> trac.
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		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.
γ <sub>b</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
γ <sub>s</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Strato Spess		Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
(-)	(m)		Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	2.00	Unità B	18.50	0.0	25.4	
2	9.00	Unità C	17.80	0.0	33.0	
3	9.00	Unità E	18.00		27.0	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.57	0.47		
0.46	0.65		
0.55	0.51		

Strato Spess		Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
(-)	(m)		Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u min</sub> (kPa)
1	2.00	Unità B	18.50	0.0	25.4	
2	9.00	Unità C	17.80	0.0	33.0	
3	9.00	Unità E	18.00		27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.57	0.47		
0.46	0.65		
0.55	0.51		

#### RISULTATI

Strato Spess		Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)				
(-)	(m)		Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)
1	2.00	Unità B	117.6					117.6				
2	9.00	Unità C	1016.9					1016.9				
3	9.00	Unità E	1627.8	13.16	0.00	2742.6	3101.8	1627.8	13.16	0.00	2742.6	3101.8

#### CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_{G'} \cdot \gamma_G + N_{Q'} \cdot \gamma_Q$$
$$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b, \text{cal med}} = 3101.8 \text{ (kN)}$$
$$\text{laterale } R_{s, \text{cal med}} = 2762.3 \text{ (kN)}$$
$$\text{totale } R_{c, \text{cal med}} = 5864.1 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b, \text{cal min}} = 3101.8 \text{ (kN)}$$
$$\text{laterale } R_{s, \text{cal min}} = 2762.3 \text{ (kN)}$$
$$\text{totale } R_{c, \text{cal min}} = 5864.1 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b, k} = \text{Min}(R_{b, \text{cal med}} / \gamma_b ; R_{b, \text{cal min}} / \gamma_b) = 1824.6 \text{ (kN)}$$
$$R_{s, k} = \text{Min}(R_{s, \text{cal med}} / \gamma_s ; R_{s, \text{cal min}} / \gamma_s) = 1624.9 \text{ (kN)}$$
$$R_{c, k} = R_{b, k} + R_{s, k} = 3449.5 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c, d} = R_{b, k} / \gamma_b + R_{s, k} / \gamma_s$$
$$R_{c, d} = 2764.5 \text{ (kN)}$$
$$F_s = R_{c, d} / N_d$$
$$F_s = #####$$

A.T.I.

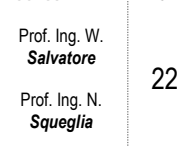


23007\_PD\_STR\_R\_01\_00\*Relazione di calcolo ponte\_04

REDAZIONE DI GARA E PROGETTO DEFINITIVO:



CONSULENZA: PAGINA







## 7.1.12 Capacità portante pali tratto 3

### CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

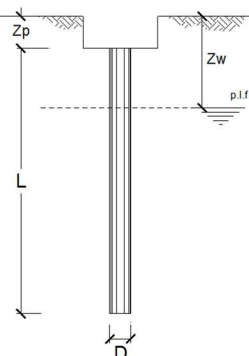
#### CANTIERE:

#### OPERA:

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A <sub>p</sub> ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	2.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>b</sub> ):	2.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	1	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2		L <sub>palo</sub> =	20.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	γ <sub>b</sub>	γ <sub>s</sub>	γ <sub>s</sub> trac.
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		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.
γ <sub>b</sub>	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
γ <sub>s</sub>	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

Strato Spess		Tipo di terreno	PARAMETRI MEDI			
(-)	(m)		Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>med</sub> (kPa)	φ <sub>med</sub> (°)	c <sub>u med</sub> (kPa)
1	11.50	Unità C	17.80	0.0	33.0	0.0
2	8.50	Unità E	18.00	0.0	27.0	0.0

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.46	0.65	0.00	0.00
0.55	0.51		

Strato Spess		Tipo di terreno	PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)			
(-)	(m)		Parametri del terreno			
			γ (kN/m <sup>3</sup> )	c <sub>min</sub> (kPa)	φ <sub>min</sub> (°)	c <sub>u min</sub> (kPa)
1	11.50	Unità C	17.80	0.0	33.0	0.0
2	8.50	Unità E	18.00	0.0	27.0	0.0

Coefficienti di Calcolo			
k	μ	a	α
(-)	(-)	(-)	(-)
0.46	0.65	0.00	0.00
0.55	0.51		

#### RISULTATI

Strato Spess		Tipo di terreno	media				minima (solo SLU)			
(-)	(m)		Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)	q <sub>b</sub> (kPa)	Q <sub>bm</sub> (kN)	Q <sub>si</sub> (kN)	N <sub>q</sub> (-)	N <sub>c</sub> (-)
1	11.50	Unità C	1183.5					1183.5		
2	8.50	Unità E	1526.2	13.16	0.00	2699.8	3053.4	1526.2	13.16	0.00

#### CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_{G'} \cdot \gamma_G + N_{Q'} \cdot \gamma_Q$$
$$N_d = 1.0 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b, \text{cal med}} = 3053.4 \text{ (kN)}$$
$$\text{laterale } R_{s, \text{cal med}} = 2709.7 \text{ (kN)}$$
$$\text{totale } R_{c, \text{cal med}} = 5763.1 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b, \text{cal min}} = 3053.4 \text{ (kN)}$$
$$\text{laterale } R_{s, \text{cal min}} = 2709.7 \text{ (kN)}$$
$$\text{totale } R_{c, \text{cal min}} = 5763.1 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b, k} = \text{Min}(R_{b, \text{cal med}} / \gamma_b ; R_{b, \text{cal min}} / \gamma_b) = 1796.1 \text{ (kN)}$$
$$R_{s, k} = \text{Min}(R_{s, \text{cal med}} / \gamma_s ; R_{s, \text{cal min}} / \gamma_s) = 1593.9 \text{ (kN)}$$
$$R_{c, k} = R_{b, k} + R_{s, k} = 3390.1 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c, d} = R_{b, k} / \gamma_b + R_{s, k} / \gamma_s$$
$$R_{c, d} = 2716.5 \text{ (kN)}$$
$$F_s = R_{c, d} / N_d$$
$$F_s = #####$$

A.T.I.



23007\_PD\_STR\_R\_01\_00\*Relazione di calcolo ponte\_04

REDAZIONE DI GARA E PROGETTO DEFINITIVO:



CONSULENZA: PAGINA

Prof. Ing. W. Salvatore  
Prof. Ing. N. Squeglia



## 7.1.13 Capacità portante pali tratto 2 e 4

### CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE DI UN PALO TRIVELLATO DI GRANDE DIAMETRO

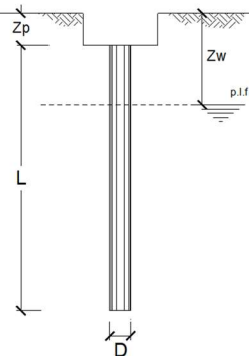
#### CANTIERE:

#### OPERA:

#### DATI DI INPUT:

Diametro del Palo (D):	1.20	(m)	Area del Palo (A <sub>p</sub> ):	1.131	(m <sup>2</sup> )
Quota testa Palo dal p.c. (z <sub>p</sub> ):	2.50	(m)	Quota falda dal p.c. (z <sub>b</sub> ):	2.80	(m)
Carico Assiale Permanente (G):	2080.11	(kN)	Carico Assiale variabile (Q):		(kN)
Numero di strati	2 - $\frac{A}{A_p}$		L <sub>palo</sub> =	20.00	(m)

coefficienti parziali		azioni		resistenza laterale e di base		
Metodo di calcolo		permanenti	variabili	$\gamma_b$	$\gamma_s$	$\gamma_{s\text{traz}}$
SLU	A1+M1+R1	1.30	1.50	1.00	1.00	1.00
	A2+M1+R2	1.00	1.30	1.70	1.45	1.60
	A1+M1+R3	1.30	1.50	1.35	1.15	1.25
	SISMA	1.00	1.00	1.35	1.15	1.25
DM88		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.
$\xi_b$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40	1.00	1.00
$\xi_d$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21	1.00	1.00

PARAMETRI MEDI						
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>med</sub> (kPa)	$\varphi$ <sub>med</sub> (°)	C <sub>u med</sub> (kPa)
(-)	(m)					
1	9.50	Unità C	17.80	0.0	33.0	
2	10.50	Unità E	18.00	0.0	27.0	

(n.b.: lo spessore degli strati è computato dalla quota di intradosso del plinto)

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.46	0.65		
0.55	0.51		

PARAMETRI MINIMI (solo per SLU)						
Strato	Spess	Tipo di terreno	Parametri del terreno			
(-)	(m)		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C <sub>min</sub> (kPa)	$\Phi$ <sub>min</sub> (°)	C <sub>u min</sub> (kPa)
1	9.50	Unità C	17.80	0.0	33.0	
2	10.50	Unità E	18.00	0.0	27.0	

Coefficienti di Calcolo			
k	$\mu$	a	$\alpha$
(-)	(-)	(-)	(-)
0.46	0.65		
0.55	0.51		

#### RISULTATI

Strato	Spess	Tipo di terreno	media					minima (solo SLU)					
			Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	Qsi	Nq	Nc	qb	Qbm	
(-)	(m)		(kN)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)	(kN)	(-)	(-)	(-)	(kPa)	(kN)
1	9.50	Unità C	894.9					894.9					
2	10.50	Unità E	1801.6	13.16	0.00	2705.1	3059.4	1801.6	13.16	0.00	2705.1	3059.4	

#### CARICO ASSIALE AGENTE

$$N_d = N_{G'} \cdot \gamma_G + N_{Q'} \cdot \gamma_Q$$
$$N_d = 2080.1 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE MEDIA

$$\text{base } R_{b,cal\ med} = 3059.4 \text{ (kN)}$$
$$\text{laterale } R_{s,cal\ med} = 2696.6 \text{ (kN)}$$
$$\text{totale } R_{c,cal\ med} = 5756.0 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE MINIMA

$$\text{base } R_{b,cal\ min} = 3059.4 \text{ (kN)}$$
$$\text{laterale } R_{s,cal\ min} = 2696.6 \text{ (kN)}$$
$$\text{totale } R_{c,cal\ min} = 5756.0 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE CARATTERISTICA

$$R_{b,k} = \text{Min}(R_{b,cal\ med}/\xi_b; R_{b,cal\ min}/\xi_d) = 1799.6 \text{ (kN)}$$
$$R_{s,k} = \text{Min}(R_{s,cal\ med}/\xi_b; R_{s,cal\ min}/\xi_d) = 1586.2 \text{ (kN)}$$
$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 3385.9 \text{ (kN)}$$

#### CAPACITÀ PORTANTE DI PROGETTO

$$R_{c,d} = R_{b,k}/\gamma_b + R_{s,k}/\gamma_s$$
$$R_{c,d} = 2712.4 \text{ (kN)}$$
$$F_s = R_{c,d} / N_d$$
$$F_s = 1.30$$

A.T.I.



23007\_PD\_STR\_R\_01\_00\*Relazione di calcolo ponte\_04

REDAZIONE DI GARA E PROGETTO DEFINITIVO:



CONSULENZA: PAGINA

Prof. Ing. W. Salvatore  
Prof. Ing. N. Squeglia



## 8 Prescrizioni progettuali

### 8.1 *Fondazione pila n.8*

Il plinto di fondazione è stato ruotato di un angolo di  $21^\circ$  in modo da evitare l'interferenza con il rilevato ferroviario della linea Firenze-Pisa (linea lenta) come prescritto dal documento "Contenuto dell'offerta ed elementi tecnici di valutazione" al paragrafo "Relazione sulle strutture" a pagina 8. Di seguito si riporta la pianta della fondazione della pila n.8.



### 8.2 *Impalcati*

Gli impalcati attraversanti la linea ferroviaria sono stati progettati in conformità alle specifiche ferroviarie come prescritto dal documento "Contenuto dell'offerta ed elementi tecnici di valutazione" al paragrafo "Relazione sulle strutture" a pagina 8. Di seguito si riporta la pianta della fondazione della pila n.8.