

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**Nuova linea Ferrandina - Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale**

**MIGLIORAMENTO SISMICO E OPERE DI COMPLETAMENTO DEI VIADOTTI ESISTENTI DELLA LINEA FERRANDINA MATERA**

**Relazione di calcolo - Pile P2-4 e P9-11**

SCALA:

-

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

**I A 5 F    0 1    D    0 9    C L    V I 1 3 0 5    0 0 4    A**

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	F. Oliveti	Luglio 2019	S.Di Spigno 	Luglio 2019	F. Gernone 	Luglio 2019	A. Vittozzi Luglio 2019

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili e Gestione dell'Infrastruttura  
Dott. Ing. Angelo Vittozzi  
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma  
N° A20783

File: IA5F01D09CLVI1305004A\_Relazione di calcolo Pile P2-P4 e P9-P11.docx

n. Elab.:

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>4</b>
1.1	<i>Descrizione dell'opera</i> .....	4
1.2	<i>Scopo della relazione</i> .....	7
<b>2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>11</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELLA PILA</b> .....	<b>13</b>
<b>4</b>	<b>MATERIALI</b> .....	<b>17</b>
4.1	<i>Calcestruzzo</i> .....	17
4.2	<i>Acciaio da armatura ordinaria</i> .....	17
<b>5</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b> .....	<b>18</b>
5.1	<b>CARICHI PERMANENTI</b> .....	<b>18</b>
5.1.1	Carichi Permanenti G1, Pulvino e fusto Pila .....	18
5.1.2	Carichi Permanenti Trave reticolare L=60m.....	18
5.2	<b>AZIONI CLIMATICHE</b> .....	<b>18</b>
5.2.1	Variazione termica.....	18
5.2.2	Azione del vento .....	19
5.3	<b>Azioni variabili da traffico ferroviario</b> .....	<b>19</b>
5.3.1	Traffico normale: Treno LM71.....	19
5.3.2	Traffico pesante: Treno SW/2.....	20
5.3.3	Effetti dinamici .....	21
5.3.4	Forza centrifuga.....	21
5.3.5	Serpeggio .....	22
5.3.6	Effetti di interazione binario-struttura .....	23
5.4	<b>AZIONI SISMICHE</b> .....	<b>24</b>
5.5	<b>AZIONI IDRODINAMICHE</b> .....	<b>29</b>

5.5.1	Scalzamento della Pila .....	29
<b>6</b>	<b>CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO .....</b>	<b>32</b>
<b>7</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE.....</b>	<b>34</b>
7.1.1	Premessa .....	34
7.1.2	Modello di calcolo .....	34
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DI RESISTENZA .....</b>	<b>38</b>
<b>8.1</b>	<b>Verifica di Resistenza del Pulvino .....</b>	<b>38</b>
8.1.1	Premessa .....	38
8.1.2	Verifiche .....	40
<b>8.2</b>	<b>Verifica di Resistenza del fusto Pila .....</b>	<b>42</b>
8.2.1	Premessa .....	42
8.2.2	Verifiche .....	42
<b>8.3</b>	<b>Verifica di Resistenza del Plinto di fondazione .....</b>	<b>49</b>
8.3.1	Premessa .....	49
8.3.2	Verifica del Plinto.....	52
<b>9</b>	<b>INCIDENZE.....</b>	<b>56</b>

## 1 PREMESSA

### 1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto VI13 Nuovo Basento, ubicato alla progressiva km 1+056.07 della nuova linea Ferrandina – Matera La Matterella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale, si compone di 22 campate sviluppando una lunghezza complessiva di 1 km e 114 metri. Il viadotto presenta uno sviluppo planimetrico inizialmente curvilineo ( $R=600m$ ) per poi terminare in rettilineo.

Il viadotto è in salita, il tracciato cumula un dislivello tra l'ingresso e l'uscita dall'opera di circa 11.6m. Sono presenti due tipologie di impalcati: impalcati misti con travi d'acciaio e soletta di calcestruzzo di luci 31 e 38m e impalcati con struttura reticolare a via inferiore di luci 60 e 85m con attacco diretto del binario.

Le pile sono a sezione circolare piena di diametro 3.6m, con altezze, misurate dallo spiccatto delle fondazioni al piano appoggi, comprese tra 7 e poco oltre i 14 metri. Le fondazioni sono di tipo profondo con pali trivellati di diametro 1.2m; si incontrano due tipologie di fondazione delle pile una a 9 pali (corrente) ed una a 12 pali, impiegata in corrispondenza delle campate di maggiore luce.

La spalla A è di tipo scatolare con altezza del muro frontale di 6.0m, questa è fondata su una platea di pali di diametro 1.2m.

La spalla B viene realizzata tramite una struttura scatolare cava, la cui carpenteria è studiata per adattarsi alla presenza della spalla del viadotto Basento esistente (VI01) che in questa area si affianca al viadotto in progetto, La struttura è caratterizzata da un ingombro planimetrico di 23x 9.7m ed è fondata su pali di diametro 1.2m.



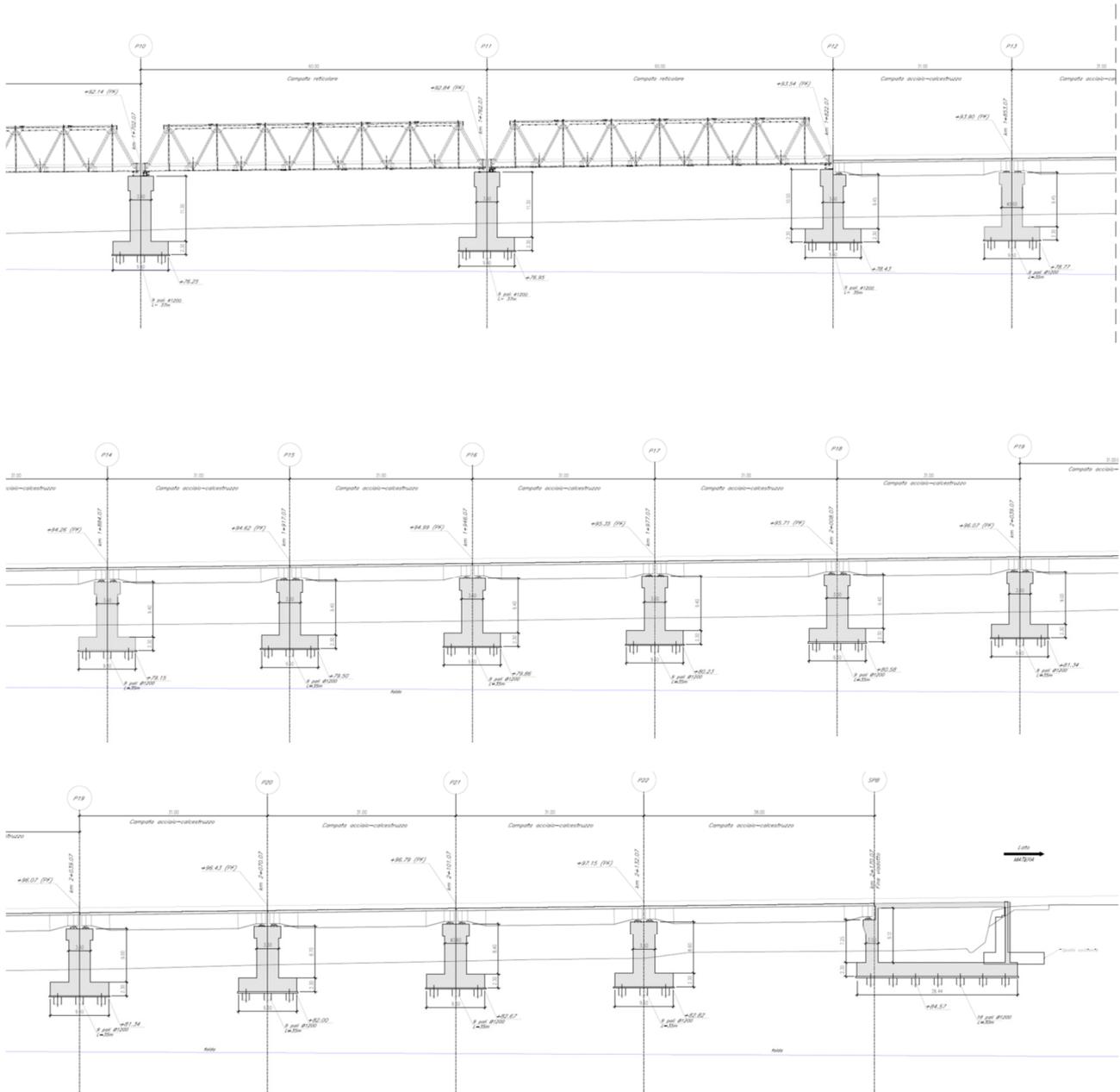


Figura 2: Sezione longitudinale viadotto VI13 Nuovo Basento

## 1.2 Scopo della relazione

Scopo della presente relazione è il dimensionamento e la verifica strutturale della pila 5 e 8 conformemente alle normative vigenti in materia di costruzioni (NTC2018) nonché alle linee guida RFI per le opere sottobinario (RFI DTC SI PS MA IFS 001 C).

Con riferimento alle sottostrutture prese in considerazione nella presente relazione, le tipologie di impalcato, la geometria del fusto e la geometria del plinto e dei pali sono sintetizzate nella seguente tabella:

Pila	Impalcato precedente	Impalcato successivo	D <sub>Fusto</sub>	Altezza Pila	Dimensioni plinto	Pali
P2-4 P9-11	Campata reticolare. (L=60m)	Campata reticolare. (L=60m)	3,6 m	* vedasi tab sottostante	9.6m x 13,20m	12 ø1200

PILA	H [m]
P2	5.10
P3	5.60
P4	6.50
P9	9.30
P10	8.80
P11	8.80

A seguire si riportano delle immagini che illustrano la geometria della pila (prospetto frontale e sezione orizzontale del fusto) e del plinto di fondazione (vista in pianta).



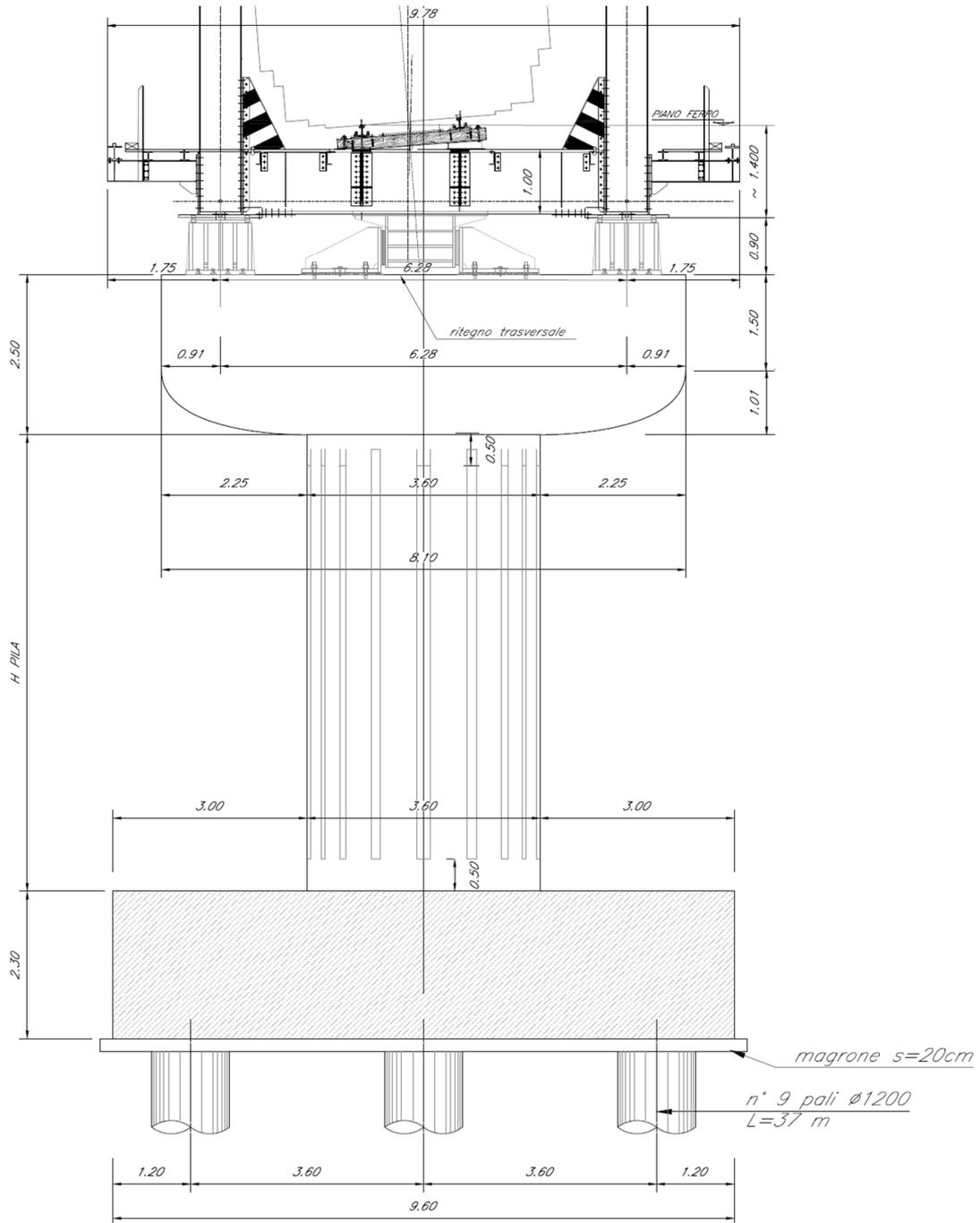


Figura 4: Sezione trasversale

PIANTA FONDAZIONE

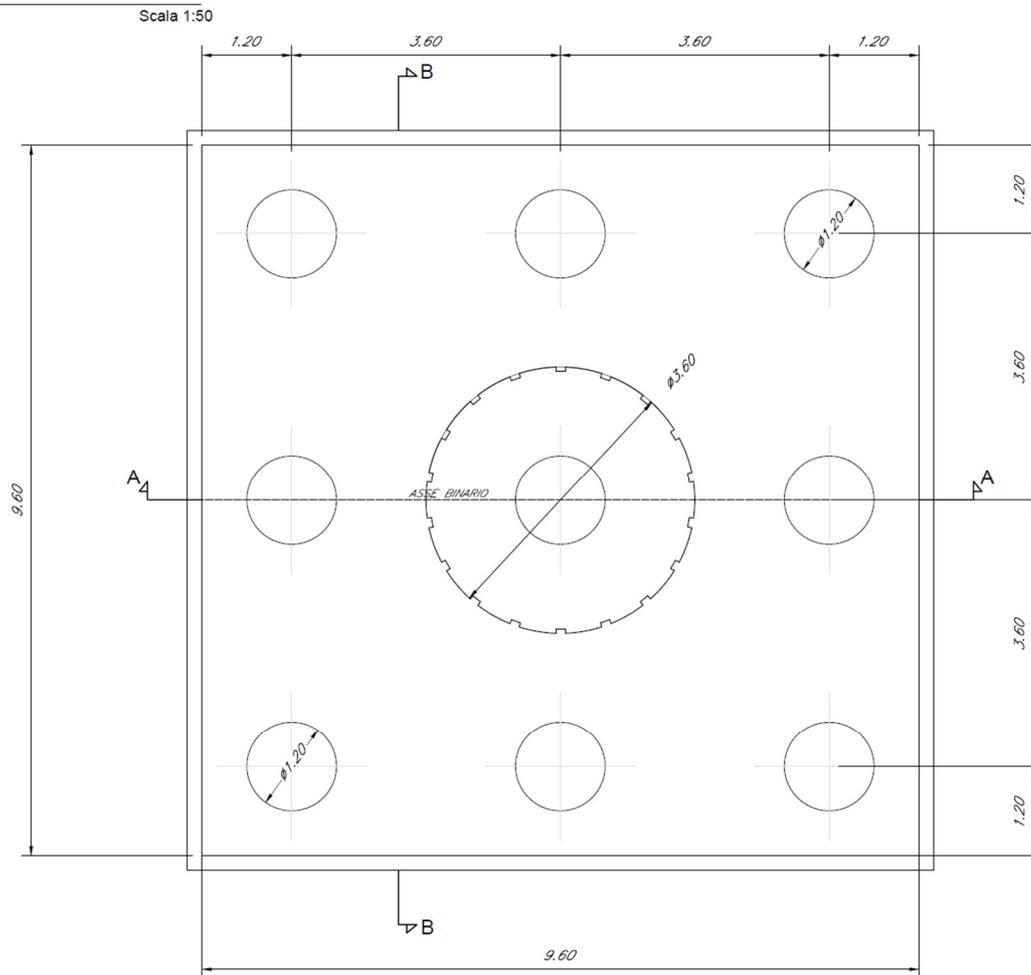


Figura 5: Pianta fondazione

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale  <b>PROGETTO DEFINITIVO</b></p>					
<p>Relazione di calcolo - Pile P2÷P4 e P9÷P11</p>	<p>COMMESSA <b>IA5F</b></p>	<p>LOTTO <b>01D</b></p>	<p>CODIFICA <b>09CL</b></p>	<p>DOCUMENTO <b>VI13 05 004</b></p>	<p>REV. <b>A</b></p>	<p>FOGLIO <b>11 di 56</b></p>

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- D.P.R. n. 380/2001 – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;
- Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”, G.U. n.8 del 20 febbraio 2018.
- Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 - Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 C: “Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2: Ponti e strutture”.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 C: Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3.: Corpo stradale”.
- Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea.
- EN 1991-2 “Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2: carichi da traffico sui ponti”
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”
- EN 1992-1 “Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi.”
- EN 1993-1 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per edifici”
- EN 1993-1-8 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti”
- EN 1993-1-9 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Fatica”
- EN 1993-2 “Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2: Ponti di acciaio”

- EN 1994-2 “Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio- calcestruzzo - Parte 2: Ponti”
- EN 1997-1 “Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1: Regole generali.”
- UNI EN 1337 – Appoggi strutturali.

### 3 DESCRIZIONE DELLA PILA

Lungo la Linea ferroviaria Ferrandina – Matera La Martella è prevista la realizzazione di un nuovo viadotto sul fiume Basento a partire dall'imbocco lato Ferrandina della galleria Miglionico in direzione Potenza. Tale viadotto, oggetto della progettazione definitiva in esame, ha una lunghezza di circa 1142 m.

Le pile sono realizzate in c.a., hanno altezze fusto che variano tra 7.0m e gli 11.8m ed un fusto a sezione circolare piena di diametro 3.6 m.

Le fondazioni sono realizzate con plinti rettangolari in c.a. con pali del diametro  $\Phi$  1200 mm, posti ad un interasse pari a 3 diametri.

Con riferimento alle sottostrutture prese in considerazione nella presente relazione, le tipologie di impalcato, la geometria del fusto e la geometria del plinto e dei pali sono sintetizzate nella seguente tabella:

Pila	Impalcato precedente	Impalcato successivo	Fusto	Altezza Pila	Dimensioni plinto	Pali
P2-4 P9-11	Campata reticolare. (L=60m)	Campata reticolare. (L=60m)	3,6 m	* vedi tab sottostante	9.6m x 9,6m	9 $\varnothing$ 1200

PILA	H [m]
P2	5.10
P3	5.60
P4	6.50
P9	9.30
P10	8.80
P11	8.80

**Il dimensionamento delle strutture è stato condotto prendendo a riferimento la pila di maggiore altezza.**

A seguire si riportano delle immagini che illustrano la geometria della pila (prospetto frontale e sezione orizzontale del fusto) e del plinto di fondazione (vista in pianta).

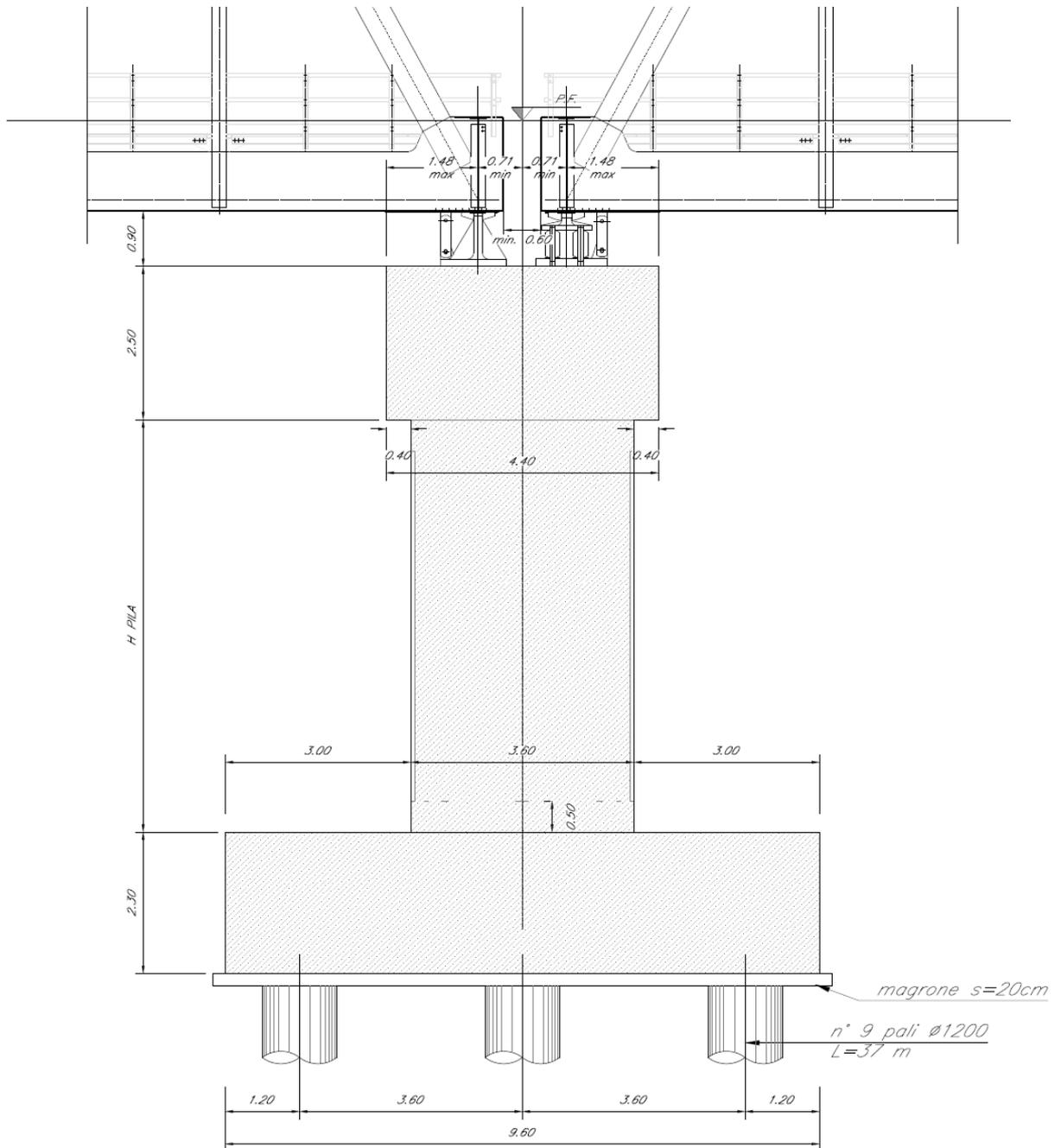


Figura 6: Sezione longitudinale

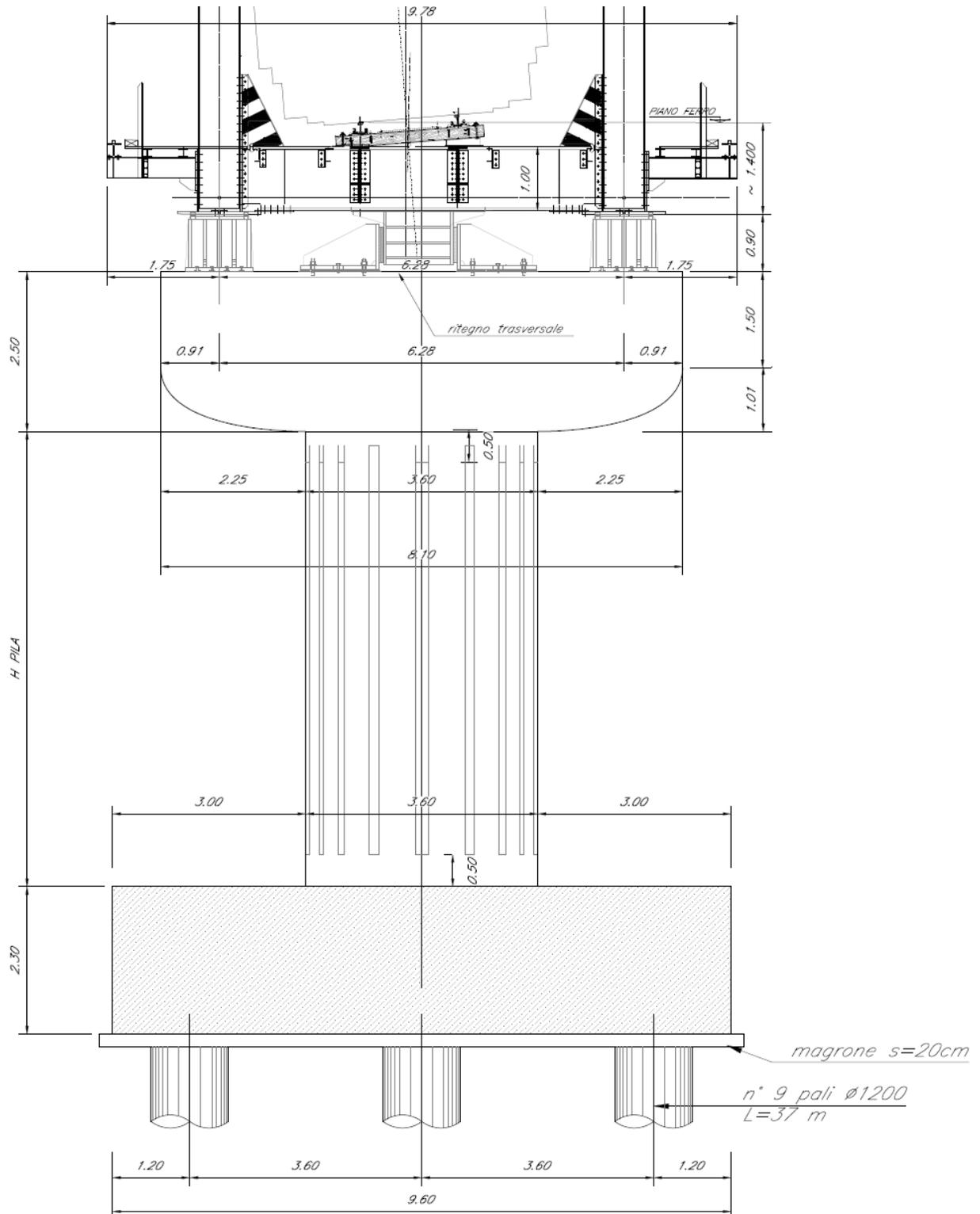


Figura 7: Sezione trasversale

PIANTA FONDAZIONE

Scala 1:50

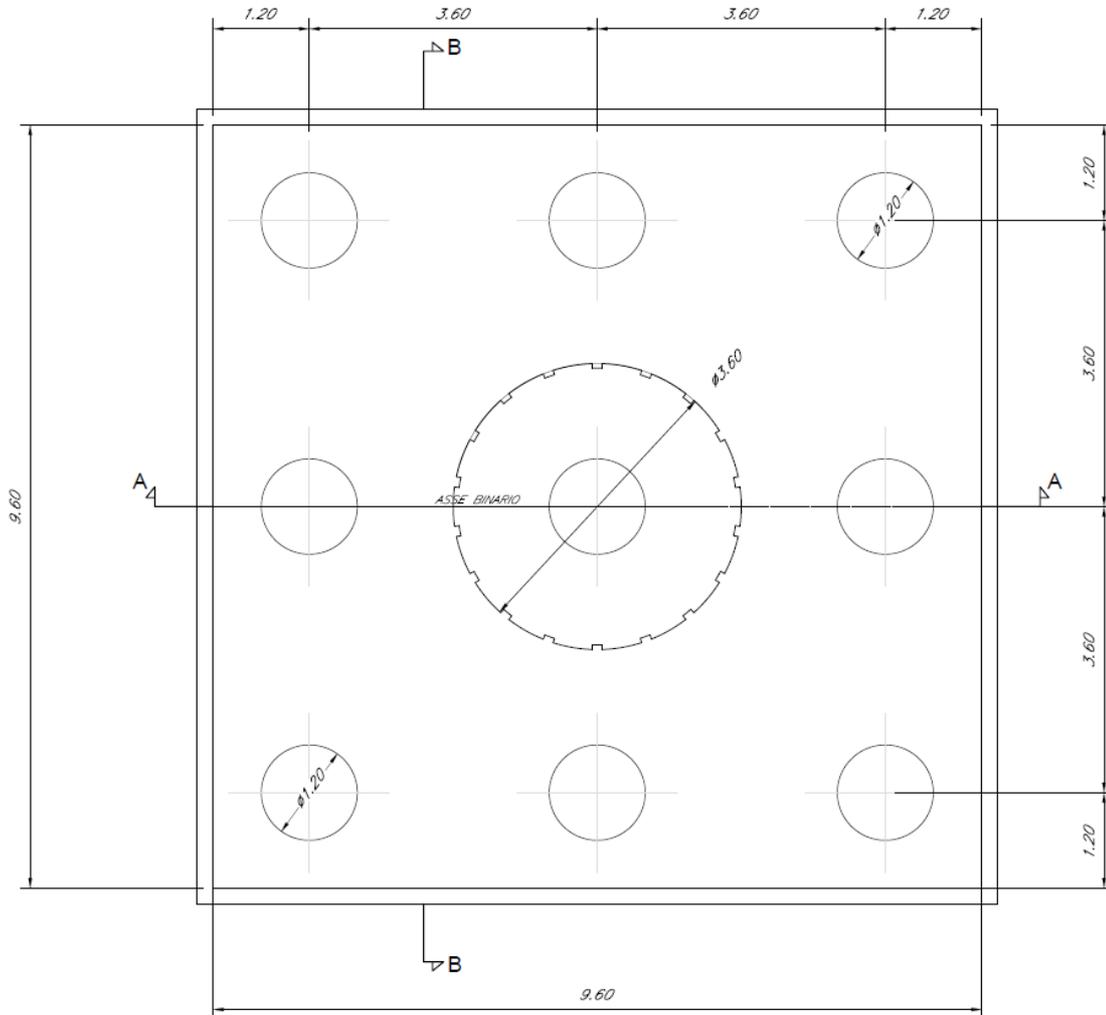


Figura 8: Pianta fondazione

## 4 MATERIALI

### 4.1 Calcestruzzo

- Getti in elevazione di pile e spalle (compresi baggioli e ritegni)

Classe C32/40

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.1$  Mpa

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33$  Gpa

Classe di esposizione = XC4

Classe di consistenza min = S3

Rapporto  $a/c_{max} = 0.50$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- Getti di fondazione

Classe C25/30

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.2$  Mpa

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31$  Gpa

Classe di esposizione = XC2

Classe di consistenza min = S3

Rapporto  $a/c_{max} = 0.60$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- Magrone

Classe C12/15

Classe di esposizione = X0

### 4.2 Acciaio da armatura ordinaria

Acciaio tipo B450 C ( $f_{yk} = 450$  MPa)

Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391$  Mpa

Modulo elastico  $E_s = 200$  Gpa

## 5 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le corrispondenti verifiche degli elementi strutturali dell'opera.

### 5.1 CARICHI PERMANENTI

#### 5.1.1 *Carichi Permanenti G1, Pulvino e fusto Pila*

Il peso proprio del pulvino e del fusto pila viene valutato in base alle caratteristiche geometriche assumendo quale peso specifico del c.a.:

$$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3.$$

#### 5.1.2 *Carichi Permanenti Trave reticolare L=60m*

Rimandando alle specifiche relazioni di calcolo degli impalcati per maggiori approfondimenti circa l'analisi dei carichi, di seguito si riportano in formato sintetico i valori considerati per il dimensionamento la sottostruttura.

##### 5.1.2.1 Peso proprio G1

Peso impalcato (soletta + carpenteria metallica) :

$$\mathbf{G1 = 108.2 \text{ kN/m}}$$

##### 5.1.2.2 Permanenti portati G2

$$\mathbf{G2 = 89.20 \text{ KN/m}}$$

### 5.2 AZIONI CLIMATICHE

#### 5.2.1 *Variazione termica*

Nelle verifiche dei singoli elementi è stata considerata una variazione termica uniforme, una variazione volumetrica ed una variazione termica non uniforme secondo quanto indicato sulla "Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario".

#### 5.2.1.1 Variazione termica uniforme

La variazione termica uniforme volumetrica da considerare per un impalcato in acciaio ed armamento diretto risulta pari a  $\pm 25^{\circ}\text{C}$ .

Per la determinazione delle escursioni degli apparecchi di appoggio è stata considerata una variazione termica uniforme di  $25^{\circ} * 1.5 = 37.5^{\circ}\text{C}$ .

#### 5.2.1.2 Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme è stato considerato un gradiente termico pari a  $5^{\circ}\text{C}$  tra intradosso ed estradosso di impalcato.

Per la verifica delle deformazioni orizzontali e verticali dell'impalcato sono state considerate delle differenze di temperatura tra estradosso ed intradosso e fra le superfici laterali più esterne degli impalcati di  $10^{\circ}\text{C}$ .

#### 5.2.2 **Azione del vento**

L'azione del vento è stata distinta in:

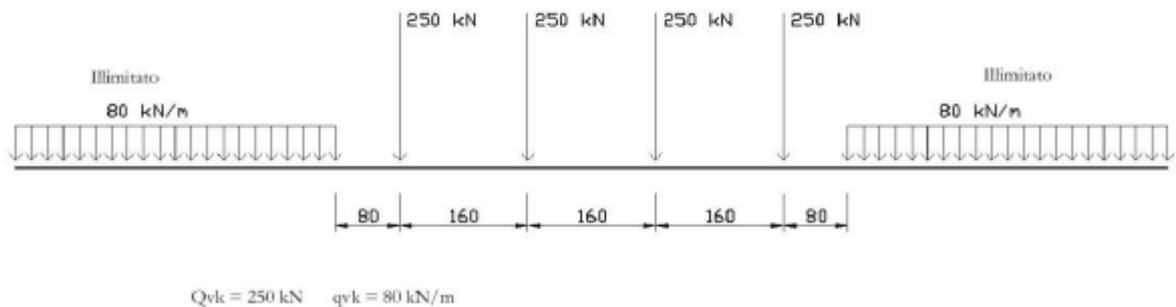
- Vento su struttura scarica, ossia azione del vento sul ponte senza carichi mobili;
- Vento su struttura carica, ossia azione del vento sul ponte durante il transito dei veicoli.

Per l'azione del vento cautelativamente si prevedono  $2.5 \text{ kN/mq}$  applicate nelle superfici esposte della travata metallica e dei treni di carico.

### 5.3 Azioni variabili da traffico ferroviario

#### 5.3.1 **Traffico normale: Treno LM71**

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta articolato come da figura seguente:



**Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71**

Per questo modello è prevista un'eccentricità di applicazione del carico rispetto all'asse teorico del binario pari a  $s/18$  ( $s = 1435 \text{ mm}$ , scartamento):

e  $LM_{71} = 80 \text{ mm}$

I valori caratteristici del carico LM71 summenzionati devono essere incrementati per il coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.1$ .

### 5.3.2 Traffico pesante: Treno SW/2

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e risulta articolato come da figura seguente:



**Fig. 5.2.2 Treno di carico SW**

	$Q_{wk}$ (KN/m)	A (m)	C(m)
SW/2	150	25.00	7.00

### 5.3.3 Effetti dinamici

Si considera una linea con manutenzione standard

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\phi - 0.2}} + 0.73 \quad \text{con la limitazione} \quad 1.0 \leq \Phi_3 \leq 2.0$$

con la lunghezza  $L_\phi$  valutata secondo la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del manuale di progettazione Ponti RFI:

- Travi principali - campata da 31m  $L_\phi = L_c = 29.0$  m  **$\Phi_3 = 1.15$**

Inoltre, per ponti metallici con armamento diretto occorrerà considerare un ulteriore coefficiente di adattamento dinamico  $\beta$ , dato da:

$$\begin{aligned} \beta &= 1 && \text{per } L_\phi \leq 8m \text{ e } L_\phi > 90m \\ \beta &= 1.1 && \text{per } 8m \leq L_\phi \leq 90m \end{aligned}$$

Si assumono i seguenti coefficienti dinamici:

	L [m]	$L_\phi$ [m]	$\phi$ [-]	$\beta$ [-]	$\phi^*\beta$ [-]
travi principali	58.6	58.6	1.02	1.1	1.12

### 5.3.4 Forza centrifuga

Il valore caratteristico della forza centrifuga è valutato secondo le seguenti espressioni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) \quad (5.2.9.a)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk}) \quad (5.2.9.b)$$

dove:

$Q_{tk}$ -  $q_{tk}$  = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

$Q_{vk}$ -  $q_{vk}$  = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

$v$  = velocità di progetto espressa in m/s;

$V$  = velocità di progetto espressa in km/h;

$f$  = fattore di riduzione (definito in seguito);

$g$  = accelerazione di gravità in m/s<sup>2</sup>;

$r$  = è il raggio di curvatura in m.

$$f = \left[ 1 - \frac{V - 120}{1000} \left( \frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

Raggio di curvatura  $r=600$  m

Velocità di progetto  $V=100$  km/h

Calcolo del coefficiente  $V^2/127r$

$$V^2/127r = 0.13$$

In definitiva, dunque, la forza centrifuga ha intensità pari a ( $f = 1$ ):

13% del carico verticale del treno

Essa si considera agente verso l'esterno della curva, applicata alla quota di 1.8m dal piano del ferro.

### 5.3.5 Serpeggio

Si considera una forza orizzontale concentrata agente sulla sommità della rotaia più alta di intensità pari a  $Q_{sk}=100$ kN. A tale carico si applica il coefficiente di adattamento  $\alpha$ , menzionato in precedenza.

[KN]	LM71 ( $\alpha=1.1$ )	SW2 ( $\alpha=1.0$ )
Azione serpeggio	110	100

### 5.3.6 Effetti di interazione binario-struttura

Di seguito si riportano le azioni massime longitudinali agenti a livello degli appoggi dovute all'interazione binario-struttura, che sono state prese in esame nella verifica e dimensionamento delle sottostrutture.

Per maggiori dettagli al riguardo si rimanda alla relazione di calcolo specifica.

Tipologia Analisi	Label	APP	Step	Combinazione	Fh [kN]
Tri-dimensionale	2	P1	MAX	11	736
Tri-dimensionale	2	P1	MIN	20	-1120.9
Tri-dimensionale	5	P2	MAX	10	614.3
Tri-dimensionale	5	P2	MIN	20	-931.5
Tri-dimensionale	6	P2	MAX	10	614.6
Tri-dimensionale	6	P2	MIN	20	-931.7
Tri-dimensionale	9	P3	MAX	10	613.1
Tri-dimensionale	9	P3	MIN	20	-870.1
Tri-dimensionale	10	P3	MAX	10	613.6
Tri-dimensionale	10	P3	MIN	20	-870.9
Tri-dimensionale	13	P4	MAX	10	610.2
Tri-dimensionale	13	P4	MIN	20	-802.1
Tri-dimensionale	14	P4	MAX	10	610.9
Tri-dimensionale	14	P4	MIN	20	-802.8
Tri-dimensionale	17	P5	MAX	10	684.4
Tri-dimensionale	17	P5	MIN	20	-728.8
Tri-dimensionale	18	P5	MAX	10	684.6
Tri-dimensionale	18	P5	MIN	20	-729
Tri-dimensionale	21	P6	MAX	10	636.2
Tri-dimensionale	21	P6	MIN	20	-650.5
Tri-dimensionale	22	P6	MAX	10	636.3
Tri-dimensionale	22	P6	MIN	20	-650.6
Tri-dimensionale	25	P7	MAX	18	862.6
Tri-dimensionale	25	P7	MIN	8	-912.9
Tri-dimensionale	26	P7	MAX	18	862.2
Tri-dimensionale	26	P7	MIN	8	-912.6
Tri-dimensionale	29	P8	MAX	18	754.4
Tri-dimensionale	29	P8	MIN	8	-904.4
Tri-dimensionale	30	P8	MAX	18	754.2
Tri-dimensionale	30	P8	MIN	8	-904.2

Tipologia Analisi	Label	APP	Step	Combinazione	Fh [kN]
Tri-dimensionale	33	P9	MAX	18	580.5
Tri-dimensionale	33	P9	MIN	12	-619.2
Tri-dimensionale	34	P9	MAX	18	580.2
Tri-dimensionale	34	P9	MIN	12	-619
Tri-dimensionale	37	P10	MAX	18	590.8
Tri-dimensionale	37	P10	MIN	12	-658.2
Tri-dimensionale	38	P10	MAX	18	590.4
Tri-dimensionale	38	P10	MIN	12	-657.8
Tri-dimensionale	41	P11	MAX	18	575.8
Tri-dimensionale	41	P11	MIN	12	-672.8
Tri-dimensionale	42	P11	MAX	18	575.4
Tri-dimensionale	42	P11	MIN	12	-672.4
Tri-dimensionale	45	P12	MAX	18	624.7
Tri-dimensionale	45	P12	MIN	12	-803
Tri-dimensionale	46	P12	MAX	18	624.6
Tri-dimensionale	46	P12	MIN	12	-802.7
Tri-dimensionale	48	P13	MAX	18	707.7
Tri-dimensionale	48	P13	MIN	12	-781.4
Tri-dimensionale	50	P14	MAX	18	635.9
Tri-dimensionale	50	P14	MIN	12	-862.3
Tri-dimensionale	52	P15	MAX	18	621.3
Tri-dimensionale	52	P15	MIN	12	-877
Tri-dimensionale	54	P16	MAX	18	619.1
Tri-dimensionale	54	P16	MIN	12	-882.9
Tri-dimensionale	56	P17	MAX	18	618.2
Tri-dimensionale	56	P17	MIN	12	-895.2
Tri-dimensionale	58	P18	MAX	18	611

#### 5.4 AZIONI SISMICHE

Lo spettro di progetto è stato ottenuto utilizzando il foglio di calcolo elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Per la valutazione degli effetti in fondazione è stato considerato lo spettro elastico mentre, per valutare gli effetti indotti dal sisma sulle elevazioni si è adottato un fattore di struttura  $q=1,5$ .

## FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:  LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:  PROVINCIA:  COMUNE:

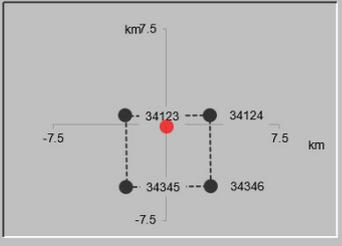
Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione:

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO -  $P_{VR} = 81\%$
- SLD -  $P_{VR} = 63\%$

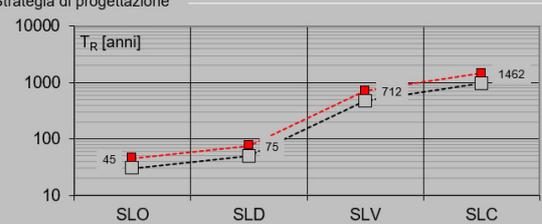
Stati limite ultimi - SLU

- SLV -  $P_{VR} = 10\%$
- SLC -  $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo **C** info

$S_S =$  **1.426**

$C_C =$  **1.510** info

Categoria topografica **T1** info

$h/H =$  **0.000**

$S_T =$  **1.000** info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%) **5**

$\eta =$  **1.000** info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$  **3**

Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore  $q$  **1**

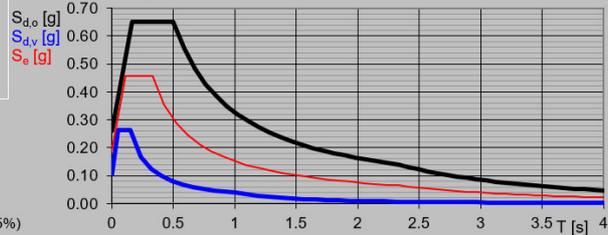
$\eta =$  **1.000** info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta

Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



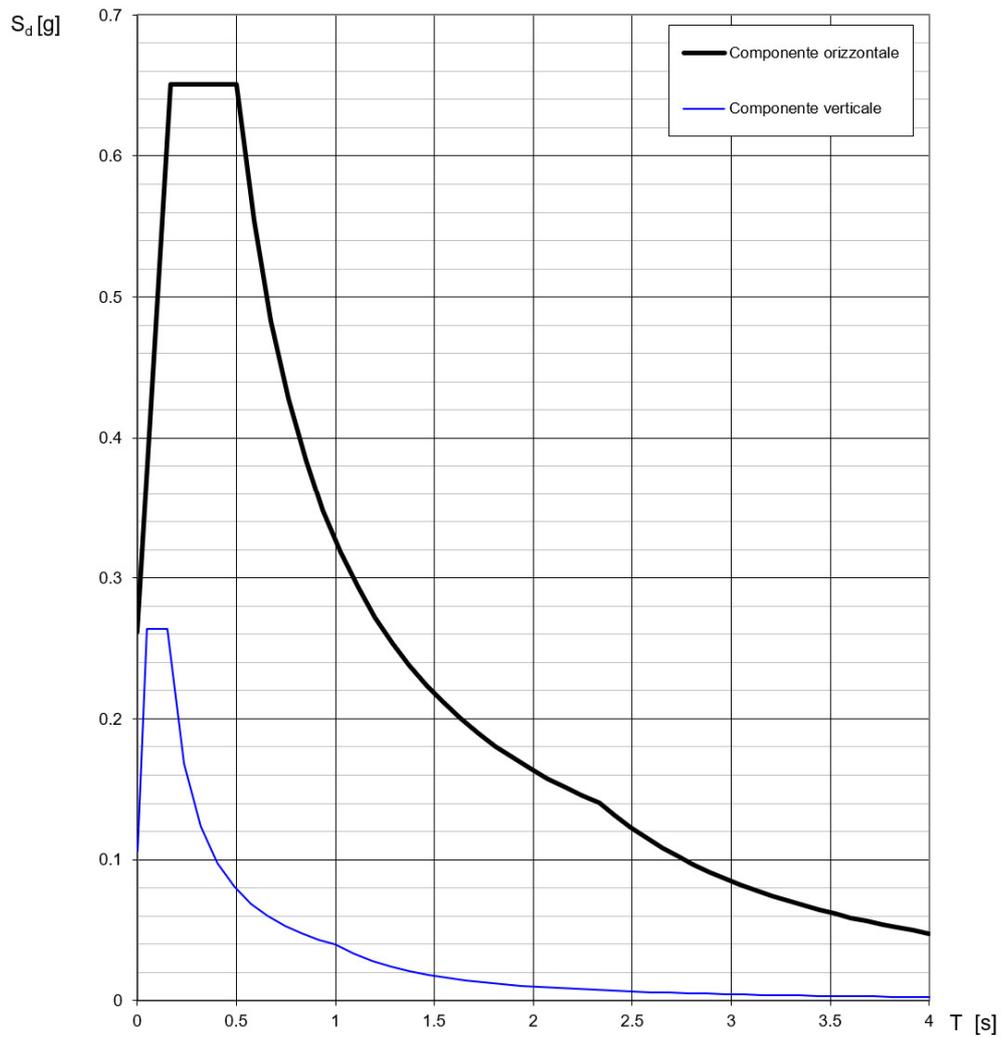
INTRO

FASE 1

FASE 2

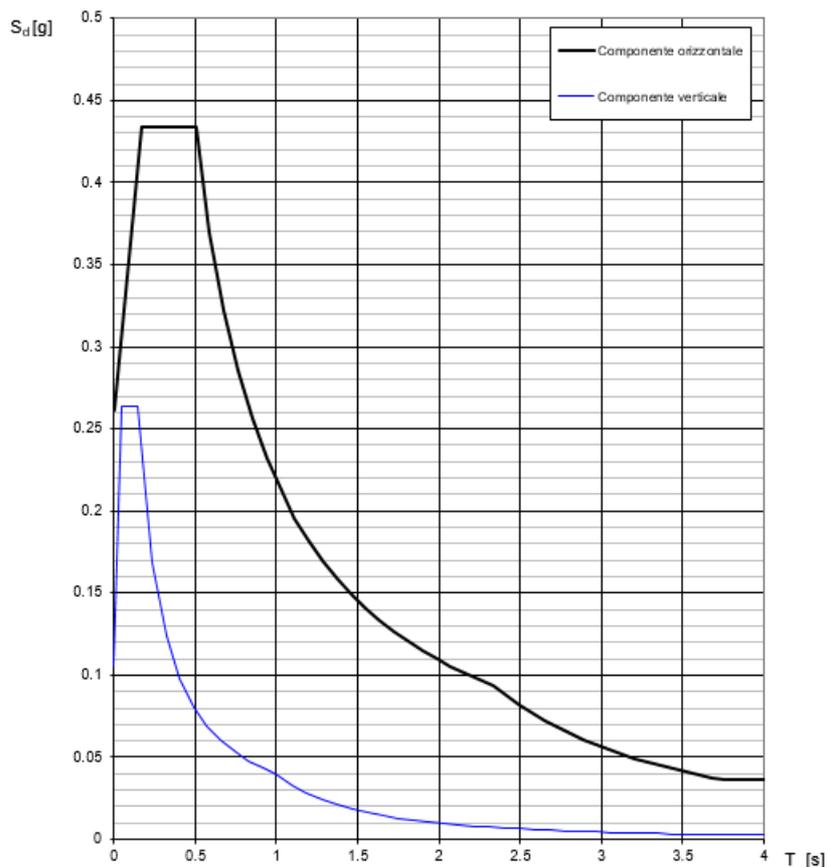
**FASE 3**

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



Di seguito, si riportano il grafico relativo allo spettro di progetto con fattore di struttura  $q=1,5m$ .

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV**



La verifica dell' idoneità del programma, l' utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell' utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall' utilizzo dello stesso.

## 5.5 AZIONI IDRODINAMICHE

### 5.5.1 Scalzamento della Pila

La tabella seguente riporta gli scalzamenti attesi per le sottostrutture per gli eventi con tempo di ritorno 1 anno e 300 anni.

TR1 - Fiume Basento	
ID Pila	Ys (m)
1	0
2	0
3	0
4	0
5	6.1
6	6.6
7	0
8	0
9	0
10	0
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	0
17	0
18	0
19	0
20	0
21	0
22	0
23	0
ID Spalla	Ys (m)
SA	-
SB	-

TR300 - Fiume Basento	
ID Pila	Ys (m)
1	6.2
2	7
3	6.6
4	7.2
5	9.1
6	8.9
7	7.4
8	8.6
9	1.7
10	0.7
11	0
12	0
13	0
14	0
15	0
16	0
17	0
18	0
19	0
20	0
21	0
22	0
23	0
ID Spalla	Ys (m)
SA	4.8
SB	-

Ai fini del dimensionamento delle sottostrutture lo scalzamento e la relativa pressione idrodinamica esercitata sulle opere sono stati considerati secondo il seguente approccio conservativo:

- Per tutti gli stati limite ultimi o di esercizio in assenza di azione sismica si è tenuto in conto degli effetti di scalzamento (compresa l'azione idrodinamica) associata al periodo di ritorno 300 anni;
- Nelle condizioni sismiche (SLV), l'effetto dello scalzamento è stato tralasciato in quanto l'evento tre-centennale è considerato azione eccezionale non cumulabile con l'evento sismico di progetto ( $Tr_{sisma}=712$  anni), mentre lo scalzamento più frequente (evento annuale) è talmente limitato e circoscritto che non risulta determinante per le opere di elevazione delle sottostrutture.

nel seguito si esplicitano le sollecitazioni derivanti dall'azione idrodinamica esercitata dall'acqua (durante la piena con tempo di ritorno di 300 anni) sulle sottostrutture.

L'azione idrodinamica può essere rappresentata come una sovrappressione statica attraverso la seguente relazione:

$$F_{wa} = 0.5 \rho_{wa} h b v_{wa}^2$$

- $\rho_{wa}$  è la densità dell'acqua pari ad  $1 \text{ kN s}^2/\text{m}^4$ ;
- $v_{wa}$  è la velocità media della corrente in m/s;
- $k$  è il fattore di forma, pari ad 1.44 per sezioni rettangolari (plinto) e pari a 0.70 per sezioni circolari nel piano orizzontale (pali e pile);
- $h$  e  $b$  sono l'altezza e la larghezza investite dal flusso dell'elemento in esame.

Da tale relazione, in funzione dell'angolo di incidenza della corrente, sono state ricavate le due componenti longitudinali e trasversali della sovrappressione idrodinamica, lungo il plinto della fondazione e lungo la pila.

AZIONI ALL'INTRADOSSO DELLA FONDAZIONE					
PILA	Flong	Ftrasv	Ftot	Mtrasv	Mlong
	kN	kN	kN	kNm	kNm
Spalla A	124.2	132.9	181.9	203.77	175.55
1	33.6	38.8	51.4	74.72	53.91
2	55.1	52.8	76.3	99.50	109.37
3	51.4	44.3	67.8	76.50	105.87
4	64.8	58.8	87.5	110.20	136.69
5	153.4	109.6	188.5	258.80	370.48
6	140.4	100.2	172.5	240.13	344.00
7	50.3	40.5	64.6	78.53	83.15
8	175.7	141.4	225.6	264.64	267.60
9	0	0	0	0	0
10	0	0	0	0	0
11	0	0	0	0	0
12	0	0	0	0	0
13	0	0	0	0	0
14	0	0	0	0	0
15	0	0	0	0	0
16	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0
19	0	0	0	0	0
20	0	0	0	0	0
21	0	0	0	0	0
22	0	0	0	0	0
23	0	0	0	0	0

## 6 CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state verificate le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazioni fondamentali – SLU;
- Combinazioni eccezionali;
- Combinazioni sismiche;
- Combinazioni frequenti.

Per l'analisi della struttura sono stati considerati due gruppi di carico: il gruppo di carico 1 e il gruppo 3.

	Carico verticale	Frenatura/avviamento*	Forza centrifuga	Serpeggio
LM71 gr1	1	0.5	1	1
LM71 gr3	1	1	0.5	0.5
SW/2 gr1	1	0.5	1	1
SW/2 gr3	1	1	0.5	0.5

\* Si considera l'azione (frenatura/avviamento) con intensità più alta.

I coefficienti riportati nella tabella sottostante sono il prodotto  $\gamma \cdot \psi$ :

carico	G1+G2 mista	G1+G2	Resist parassita vincoli	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Interazione binario struttura	Scalzamento Tr=300anni	Vento	SLV_x	SLV_y	SLV_z
slu 1	1.35	1.50	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 2	1.35	1.50	1.35	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 3	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	1.45	0.00	1.45	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00
slu 4	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.00	0.90	0.00	0.00	0.00

carico	G1+G2 mista	G1+G2	Resist parassita vincoli	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Interazione binario struttura	Scalzamento Tr=300anni	Vento	SLV_x	SLV_y	SLV_z
slu 5	1.35	1.50	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 6	1.35	1.50	1.35	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 7	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	1.45	0.00	1.45	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 8	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	0.00	1.45	1.45	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
slu 9	1.35	1.50	1.35	1.16	0.00	0.00	0.00	1.16	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slu 10	1.35	1.50	1.35	0.00	1.16	0.00	0.00	1.16	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slu 11	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	1.16	0.00	1.16	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slu 12	1.35	1.50	1.35	0.00	0.00	0.00	1.16	1.16	1.00	1.50	0.00	0.00	0.00
slv 1	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 2	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
slv 3	1.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
slv 4	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 5	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
slv 6	1.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
slv 7	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 8	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
slv 9	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
slv 10	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30
slv 11	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30
slv 12	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.20	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00
sle 1	1	1	1	1	0	0	0	1	1	0	0	0	0
sle 2	1	1	1	0	1	0	0	1	1	0	0	0	0
sle 3	1	1	1	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0
sle 4	1	1	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0

## 7 ANALISI STRUTTURALE

### 7.1.1 Premessa

In accordo al §4.3.2 del D. Min. 17/01/2018, sono state valutate le azioni mediante un'analisi globale elastica mediante l'ausilio del software SAP 2000, capace di gestire analisi lineari e non lineari. Il modello richiama le caratteristiche geometriche della Pila.

Dal modello sono state dedotte le sollecitazioni combinate agenti sulle diverse sezioni dell'elemento strutturale le quali, hanno fornito i valori delle sollecitazioni con cui sono state effettuate le verifiche di sicurezza previste dalle Normative di riferimento. Dallo stesso modello sono state poi ricavate le sollecitazioni trasmesse alle sottostrutture necessarie ai fini delle verifiche geotecniche e strutturali del sistema terreno-fondazione; entrambe riportate nella specifica relazione di calcolo e pertanto non contenute nel presente documento.

### 7.1.2 Modello di calcolo

Il modello agli elementi finiti è stato realizzato in modo da rappresentare accuratamente le caratteristiche geometriche ed inerziali della pila a partire dall'intradosso delle fondazioni fino agli appoggi dell'impalcato.

Il calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto viene effettuato mediante una schematizzazione a mensola. Per gli scarichi in fondazione e la ripartizione degli sforzi sui pali si è ipotizzata una platea infinitamente rigida collegata alla base della pila tramite l'ausilio di braccetti infinitamente rigidi.

Grazie a questi elementi, inoltre, è stato realizzato il collegamento tra pulvino ed appoggi dell'impalcato in modo da garantire la completa trasmissione delle forze sul fusto della pila.

Assi di riferimento globale

**x** = asse longitudinale impalcato

**y** = asse trasversale impalcato

**z** = asse verticale impalcato

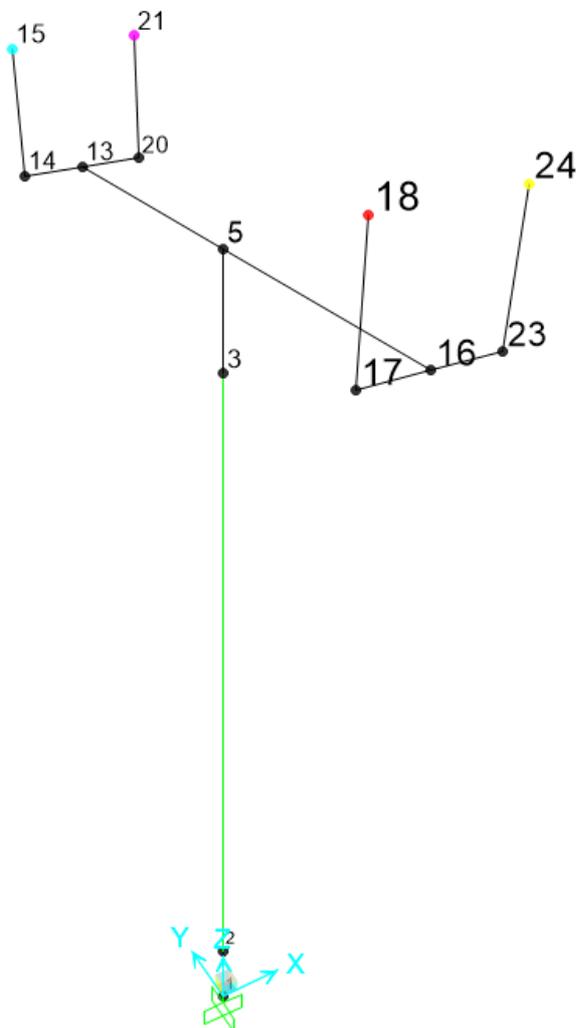


Figura 9: Modello E. F. pila

Per valutare le sollecitazioni indotte dall'azione sismica, è stato utilizzato un modello con modulo elastico ridotto.

Di seguito si riportano i principali risultati delle analisi in termini di sollecitazioni e deformazioni ed i primi tre modi di vibrare della pila.

**Il modello fa riferimento alla pila di maggiore altezza.**

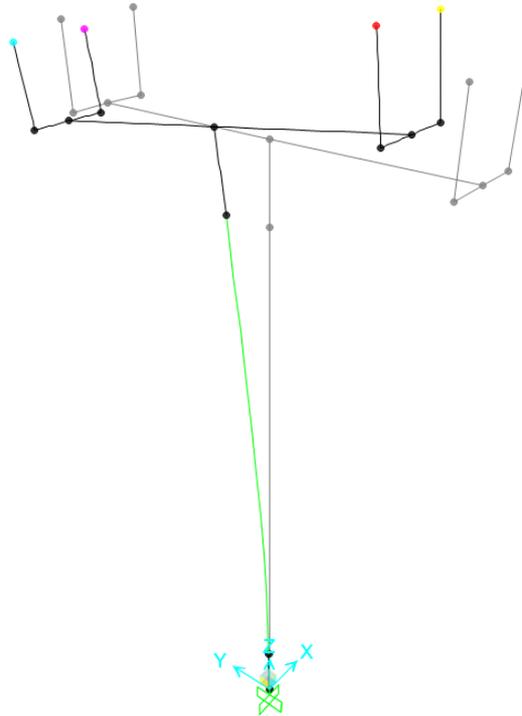


Figura 10: Deformata primo modo di vibrare

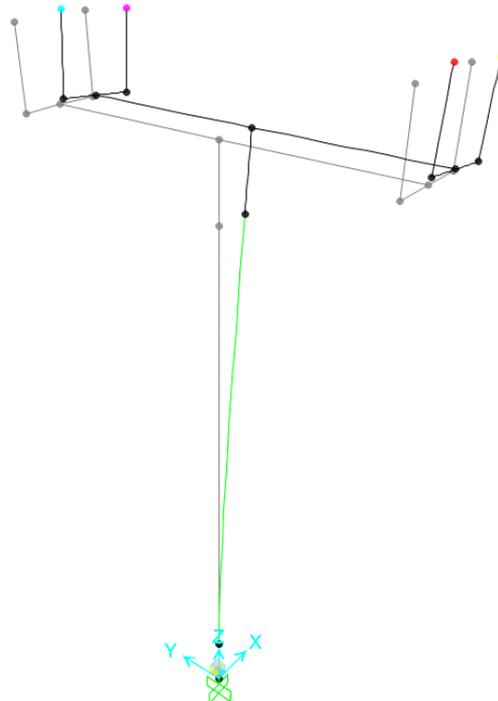


Figura 11: Deformata secondo modo di vibrare

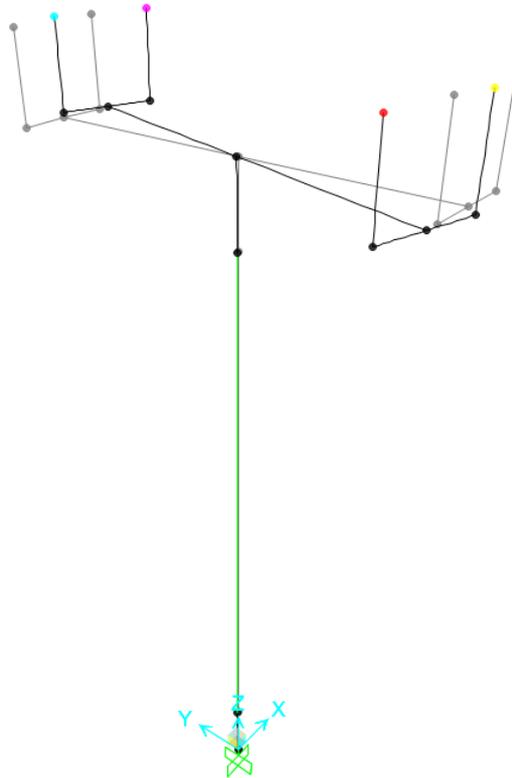


Figura 12: Deformata terzo modo di vibrare

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.494	0.0%	80.4%	0.0%	0%	80%	0%
2	0.471	89.8%	0.0%	0.0%	90%	80%	0%
3	0.221	0.0%	0.0%	0.0%	90%	80%	0%
4	0.090	0.0%	11.0%	0.3%	90%	91%	0%
5	0.071	0.0%	0.0%	87.2%	90%	91%	88%
6	0.037	1.6%	0.0%	0.0%	91%	91%	88%
7	0.031	0.0%	0.0%	2.5%	91%	91%	90%
8	0.026	0.0%	0.0%	0.0%	91%	91%	90%
9	0.023	0.0%	0.0%	0.0%	91%	91%	90%
10	0.019	0.0%	0.0%	0.0%	91%	91%	90%
11	0.016	0.0%	0.1%	0.0%	91%	92%	90%
12	0.016	0.1%	0.0%	0.0%	91%	92%	90%

## 8 Verifiche di Resistenza

### 8.1 Verifica di Resistenza del Pulvino

#### 8.1.1 Premessa

Per poter dimensionare e verificare le armature del pulvino, sono state estrapolati gli sforzi di trazione e compressione in corrispondenza dell'appoggio maggiormente sollecitato.

Poiché trattasi di elemento strutturale di tipo tozzo, la verifica del pulvino è stata condotta impiegando un modello tirante puntone, come quello rappresentato nella figura seguente.

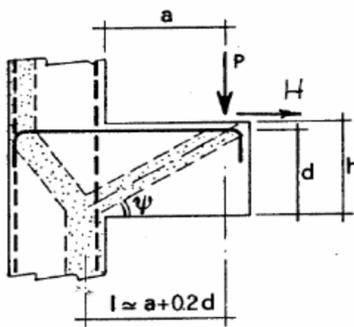


Figura 13 Meccanismo Tirante puntone della mensola tozza

Si distingue un meccanismo di tipo tirante-puntone principali nel pulvino, descritto a seguire:

- Il meccanismo è innescato dalle azioni trasmesse al pulvino dagli appoggi dell'impalcato e coinvolge un tirante-puntone diagonale dal centro della pila all'asse dell'appoggio maggiormente sollecitato. Tale meccanismo è stato considerato solo per il dimensionamento dell'armatura trasversale del pulvino, ovvero quella in direzione  $y$  rispetto all'impalcato.

La larghezza della sezione resistente del tirante di armatura e della biella compressa ( $B_{eff}$  = larghezza efficace) viene assunta pari alla metà della larghezza del pulvino (dir.  $x$  rispetto all'impalcato), pari a 4,4m e per la verifica del tirante-puntone è stato utilizzato l'appoggio più sollecitato.

L'altezza della sezione della biella compressa viene assunta pari a:

$$h_c = 0.4 d c / (1 + \lambda^2); \text{ (si assume } c = 1 \text{)}$$

in conformità a quanto riportato in §C4.1.2.1.5 [2].

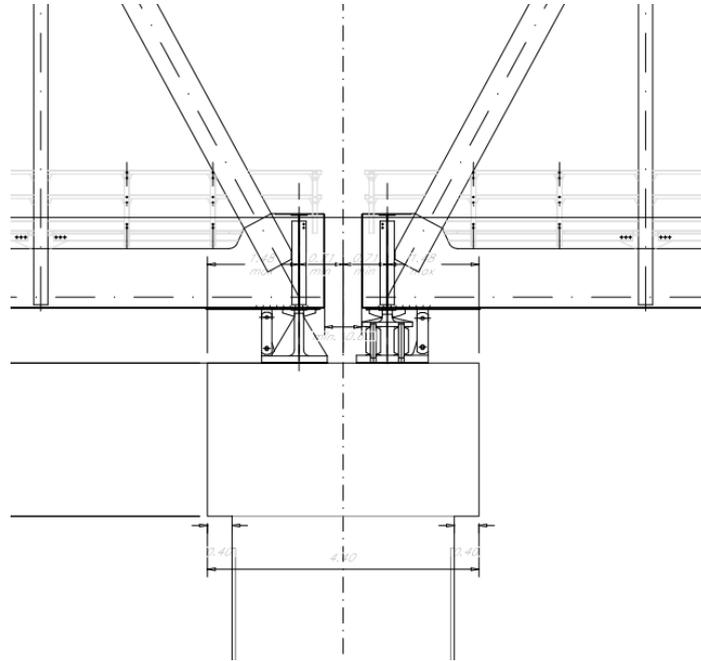


Figura 14: Pulvino

PIANTA PULVINO

Scala 1:50

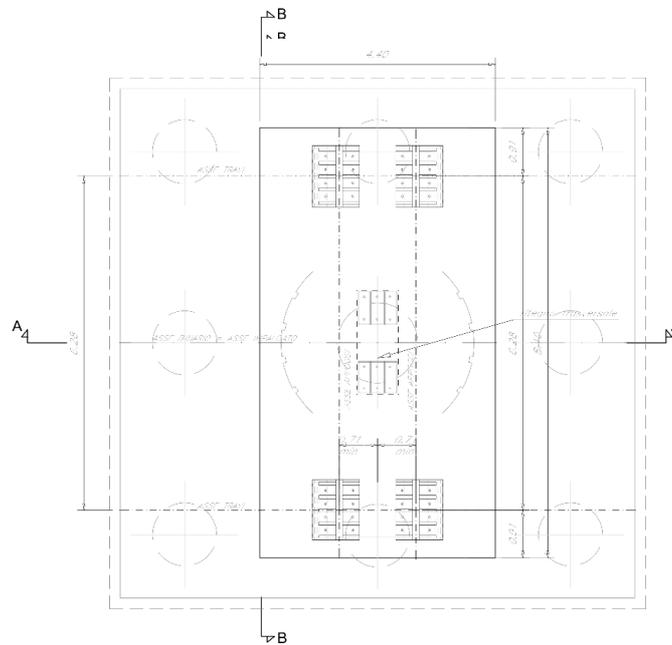


Figura 15: Pianta Pulvino

## 8.1.2 Verifiche

### 8.1.2.1 Verifica Tirante-Puntone

La sezione è stata armata considerando un meccanismo tirante puntone con le seguenti caratteristiche geometriche:

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, Acciaio.		
<b>a</b>	2.35	m
<b>h</b>	2.50	m
<b>l</b>	2.84	m
<b>ψ</b>	38	°

Dove **a** rappresenta la distanza dal centro della pila al centro dell'appoggio maggiormente sollecitato, e **ψ**, l'angolo di inclinazione tra tirante e puntone.

Il tirante d'armatura impiegato nelle verifiche è descritto nella tabella seguente.

	Armatura inferiore di verifica	Armatura superiore di verifica	
	dir. Trasv.	dir. Trasv.	
øbarre	2.40	2.60	[cm]
ibarre	0.10	0.20	[m]
nstrati	2.00	1.00	
nbarre	20	5	

Con un totale di percentuale di armatura per un metro di sezione pari a 0.41%.

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, CLS.		
<b>Bc</b>	2.104	m
<b>hc</b>	0.81	m
<b>Ac</b>	1.71	m <sup>2</sup>

Di seguito, le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'Armatura inferiore considerando il valore di sforzo normale massimo.

Combinazioni	PEd (KN)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	f <sub>yd</sub> (MPa)	$\rho_s$ (-)	$\sigma_c$ (MPa)	f <sub>cd'</sub> (MPa)	$\rho_c$ (-)
SLU	3856	239	391	<b>0.61</b>	4	8.23	<b>0.45</b>
SLV	1381	85	391	<b>0.22</b>	1	8.23	<b>0.16</b>

Le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito, le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'Armatura Superiore considerando il valore di sforzo normale massimo nella direzione opposta.

Combinazioni	PEd (KN)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	f <sub>yd</sub> (MPa)	$\rho_s$ (-)	$\sigma_c$ (MPa)	f <sub>cd'</sub> (MPa)	$\rho_c$ (-)
SLV	-575	121	391	<b>0.31</b>	1	8.23	<b>0.07</b>

### 8.1.2.2 Verifica Fessurazione

Nella combinazione SLE più sfavorevole, la sezione risulta parzializzata con le seguenti tensioni nelle armature:

Combinazioni	PEd (KN)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)
SLE	2660	165

Si procede, pertanto, alla verifica dell'ampiezza delle fessure.

Verifica trasversale singola barra		(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)	
Commenti:	INPUT		OUTPUT
interasse barre	interasse	100.00 mm	diff. def. armature-cls
diametro medio barre	Φ (barre)	24 mm	ε sm -ε cm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	62 mm	distanza max fessure
altezza efficace	hc,eff	155 -	s r, max
classe cls	cls C	32 MPa	ampiezza fessure:
tensione max barra	σs	165 MPa	wk
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -	w LIMITE
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -	Sez. verificata
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -	
(fisso)	k3	3.4 -	
(fisso)	k4	0.425 -	

## 8.2 Verifica di Resistenza del fusto Pila

### 8.2.1 Premessa

Per poter dimensionare e verificare le armature della Pila sono state estrapolate le sollecitazioni agenti sulla sezione dell'estradosso del plinto. La pila, come descritto precedentemente, presenta una sezione circolare piena con un diametro di 3,6m. L'armatura longitudinale è stata disposta su due strati; quello più esterno, con un copriferro di 8 cm, mentre quello più interno ad una distanza di 30 cm rispetto al precedente.

Si considera quindi, un'armatura di progetto composta da due file di ferri di 100  $\Phi$  30 disposte rispettivamente con un passo 11 cm e 9 cm, per una percentuale d'armatura di 1.39%.

### 8.2.2 Verifiche

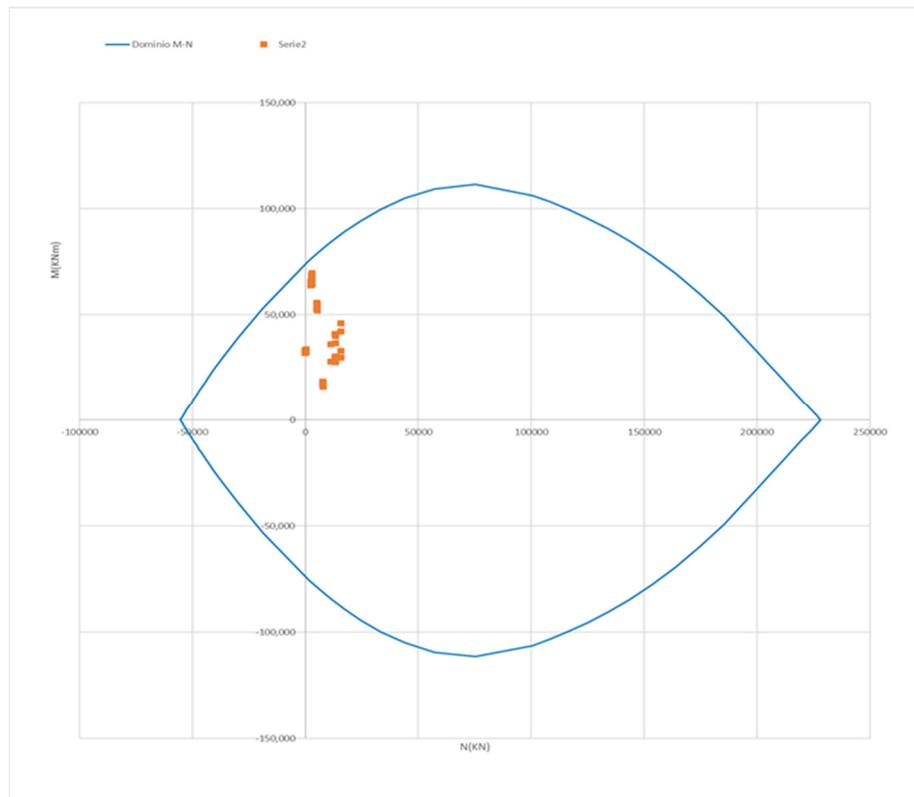
#### 8.2.2.1 Verifica Presso-Flessione

La tabella seguente riporta le sollecitazioni estratte dal modello ed i risultati delle verifiche per pressoflessione in termini di rapporto tra domanda e capacità ( $\rho = M_{Ed}/M_{Rd}$ ).

Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)	MRd (KNm)	$\rho$ (-)
slu 1Max	-13458	32212	23647	39960	88329	<b>0.45</b>
slu 1Min	-13458	32212	23647	39960	88329	<b>0.45</b>
slu 2Max	-15711	39334	23647	45895	88329	<b>0.52</b>
slu 2Min	-15711	39334	23647	45895	88329	<b>0.52</b>
slu 3Max	-13458	18809	23647	30215	88329	<b>0.34</b>
slu 3Min	-13458	18809	23647	30215	88329	<b>0.34</b>
slu 4Max	-15711	22712	23647	32787	88329	<b>0.37</b>
slu 4Min	-15711	22712	23647	32787	88329	<b>0.37</b>
slu 5Max	-13458	27701	23647	36421	88329	<b>0.41</b>
slu 5Min	-13458	27701	23647	36421	88329	<b>0.41</b>
slu 6Max	-15711	34823	23647	42093	88329	<b>0.48</b>
slu 6Min	-15711	34823	23647	42093	88329	<b>0.48</b>
slu 7Max	-13458	14298	23647	27633	88329	<b>0.31</b>
slu 7Min	-13458	14298	23647	27633	88329	<b>0.31</b>

Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)	MRd (KNm)	ρ (-)
slu 8Max	-15711	18200	23647	29840	88329	0.34
slu 8Min	-15711	18200	23647	29840	88329	0.34
slu 9Max	-11405	29679	20396	36012	88329	0.41
slu 9Min	-11405	29679	20396	36012	88329	0.41
slu 10Max	-13208	35377	20396	40835	88329	0.46
slu 10Min	-13208	35377	20396	40835	88329	0.46
slu 11Max	-11405	18957	20396	27845	88329	0.32
slu 11Min	-11405	18957	20396	27845	88329	0.32
slu 12Max	-13208	22079	20396	30058	88329	0.34
slu 12Min	-13208	22079	20396	30058	88329	0.34
slv 1Max	-2608	20988	63663	67033	79588	0.84
slv 1Min	-4955	-13346	-52711	54375	79588	0.68
slv 2Max	-2539	60523	25212	65564	79588	0.82
slv 2Min	-5024	-52881	-9777	53777	79588	0.68
slv 3Max	59	21351	25183	33016	77641	0.43
slv 3Min	-7622	-13709	-9748	16822	83853	0.20
slv 4Max	-2919	21970	65905	69470	79588	0.87
slv 4Min	-5265	-12364	-50469	51962	79588	0.65
slv 5Max	-2850	61505	25212	66472	79588	0.84
slv 5Min	-5335	-51899	-9777	52811	79588	0.66
slv 6Max	-252	22333	25183	33660	77641	0.43
slv 6Min	-7933	-12727	-9748	16031	83853	0.19
slv 7Max	-2608	19139	65905	68628	79588	0.86
slv 7Min	-4955	-15195	-50469	52707	79588	0.66
slv 8Max	-2539	58674	25212	63862	79588	0.80
slv 8Min	-5024	-54730	-9777	55596	79588	0.70
slv 9Max	59	19502	25183	31852	77641	0.41
slv 9Min	-7622	-15558	-9748	18359	83853	0.22
slv 10Max	-2919	19677	65905	68780	79588	0.86
slv 10Min	-5265	-14656	-50469	52555	79588	0.66
slv 11Max	-2850	59212	25212	64356	79588	0.81

Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)	MRd (KNm)	$\rho$ (-)
slv 11Min	-5335	-54191	-9777	55066	79588	0.69
slv 12Max	-252	20040	25183	32184	77641	0.41
slv 12Min	-7933	-15020	-9748	17906	83853	0.21



Le verifiche risultano sempre soddisfatte.

### 8.2.2.2 Verifica taglio

Di seguito le sollecitazioni estratte dal modello ed i risultati della verifica a taglio considerando la sua composizione rispetto gli assi principali x e y ( $\rho = V_{Ed}/V_{Rd}$ ).

Combinazioni	$V_x$ (KN)	$V_y$ (KN)	$V_{Ed}$ (KN)	$V_{Rd}$ (kN)	$\rho$ (-)
slu 1Max	2004	2375	3108	13666	<b>0.2</b>
slu 1Min	2004	2375	3108	13666	<b>0.2</b>
slu 2Max	2004	2820	3460	13666	<b>0.3</b>
slu 2Min	2004	2820	3460	13666	<b>0.3</b>
slu 3Max	2004	1461	2480	13666	<b>0.2</b>
slu 3Min	2004	1461	2480	13666	<b>0.2</b>
slu 4Max	2004	1685	2618	13666	<b>0.2</b>
slu 4Min	2004	1685	2618	13666	<b>0.2</b>
slu 5Max	2004	1847	2726	13666	<b>0.2</b>
slu 5Min	2004	1847	2726	13666	<b>0.2</b>
slu 6Max	2004	2292	3045	13666	<b>0.2</b>
slu 6Min	2004	2292	3045	13666	<b>0.2</b>
slu 7Max	2004	933	2211	13666	<b>0.2</b>
slu 7Min	2004	933	2211	13666	<b>0.2</b>
slu 8Max	2004	1157	2314	13666	<b>0.2</b>
slu 8Min	2004	1157	2314	13666	<b>0.2</b>
slu 9Max	1728	2357	2923	13666	<b>0.2</b>
slu 9Min	1728	2357	2923	13666	<b>0.2</b>
slu 10Max	1728	2713	3217	13666	<b>0.2</b>
slu 10Min	1728	2713	3217	13666	<b>0.2</b>
slu 11Max	1728	1626	2373	13666	<b>0.2</b>
slu 11Min	1728	1626	2373	13666	<b>0.2</b>
slu 12Max	1728	1805	2499	13666	<b>0.2</b>
slu 12Min	1728	1805	2499	13666	<b>0.2</b>
slv 1Max	5567	1667	5811	13666	<b>0.4</b>
slv 1Min	-4639	-1157	4781	13666	<b>0.3</b>

Combinazioni	Vx (KN)	Vy (KN)	VEd (KN)	VRd (kN)	$\rho$ (-)
slv 2Max	2188	4883	5351	13666	0.4
slv 2Min	-880	-4373	4461	13666	0.3
slv 3Max	2186	1733	2789	13666	0.2
slv 3Min	-878	-1223	1506	13666	0.1
slv 4Max	5757	1728	6011	13666	0.4
slv 4Min	-4449	-1096	4582	13666	0.3
slv 5Max	2188	4944	5407	13666	0.4
slv 5Min	-880	-4312	4401	13666	0.3
slv 6Max	2186	1794	2828	13666	0.2
slv 6Min	-878	-1162	1456	13666	0.1
slv 7Max	5757	1541	5960	13666	0.4
slv 7Min	-4449	-1283	4631	13666	0.3
slv 8Max	2188	4757	5236	13666	0.4
slv 8Min	-880	-4499	4585	13666	0.3
slv 9Max	2186	1607	2713	13666	0.2
slv 9Min	-878	-1349	1610	13666	0.1
slv 10Max	5757	1572	5968	13666	0.4
slv 10Min	-4449	-1253	4622	13666	0.3
slv 11Max	2188	4788	5264	13666	0.4
slv 11Min	-880	-4468	4554	13666	0.3
slv 12Max	2186	1638	2731	13666	0.2
slv 12Min	-878	-1318	1584	13666	0.1

Le verifiche risultano sempre soddisfatte.

Sono state utilizzate staffe  $\Phi$  16 a 4 bracci con passo 15 cm.

Per completezza, di seguito, si riporta il calcolo della resistenza a taglio della sezione.

**Verifica a taglio per sezioni circolari armate a taglio (D.M. 14/01/2008)**

classe cls	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
resist. Caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	33	N/mm <sup>2</sup>
	$f_{cd}$	19	N/mm <sup>2</sup>
diametro	$\Phi$	3600	mm
Area sezione	A	10178760	mm <sup>2</sup>
copriferro	c	80	mm
Area sezione rettangolare equivalente	$A_{eq}$	8772514	mm <sup>2</sup>
altezza utile equivalente	d	2895	mm
larghezza equivalente	$b_w$	3030	mm
altezza equivalente	$h_{eq}$	3359	mm
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	$N$		N
	$\sigma_{cp}$	0.000	N/mm <sup>2</sup>
	$\alpha_{cp}$	1.00	

Acciaio	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
B450C	$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>
diametro staffe (spille)	$\phi_w$	16	mm
Area staffa (spilla)	$A_{\phi_w}$	201	mm <sup>2</sup>
0.9 d	z	2605	mm
passo spirale	$s_w$	150	mm
	n° bracci	4	
angolo di inclinazione biella compressa	$\theta$	21.8	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	2.50	
angolo di inclinazione armatura rispetto asse palo	$\alpha$	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	$A_{s_w} / s_w$	5.36	mm <sup>2</sup> /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	$V_{Rsd}$	13666	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	$V_{Rcd}$	25610	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	<b>13666</b>	kN

### 8.2.2.3 Verifica Fessurazione

Si riportano, a seguire, le sollecitazioni di sforzo normale e flessione, per le varie combinazioni di esercizio.

Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)
<b>sle 1Max</b>	-9444.28	19104	16686	25365
<b>sle 1Min</b>	-9444.28	19104	16686	25365
<b>sle 2Max</b>	-10998.4	24016	16686	29243
<b>sle 2Min</b>	-10998.4	24016	16686	29243
<b>sle 3Max</b>	-9444.28	9861	16686	19382
<b>sle 3Min</b>	-9444.28	9861	16686	19382
<b>sle 4Max</b>	-10998.4	12552	16686	20880
<b>sle 4Min</b>	-10998.4	12552	16686	20880

Nella combinazione SLE più sfavorevole, la sezione risulta essere parzializzata con le seguenti tensioni nelle armature:

$$\sigma_s = 158 \text{ MPa}$$

Si procede pertanto alla verifica dell'ampiezza delle fessure:

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	109 mm
diámetro medio barre	$\Phi$ (barre)	30 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	80 mm
altezza efficace	hc,eff	200 -
classe cls	cls C	32 MPa
tensione max barra	$\sigma_s$	158 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
(fisso)	k3	3.4 -
(fisso)	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cn}$ 4.60E-04 -
distanza max fessure	s r, max 3.79E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	<b>wk 0.17 mm</b>
w LIMITI	0.20 mm
Sez. verificata	

### 8.3 Verifica di Resistenza del Plinto di fondazione

#### 8.3.1 Premessa

La verifica strutturale del plinto viene condotta a seguire impiegando un modello tirante-puntone, come quello rappresentato nella figura seguente.

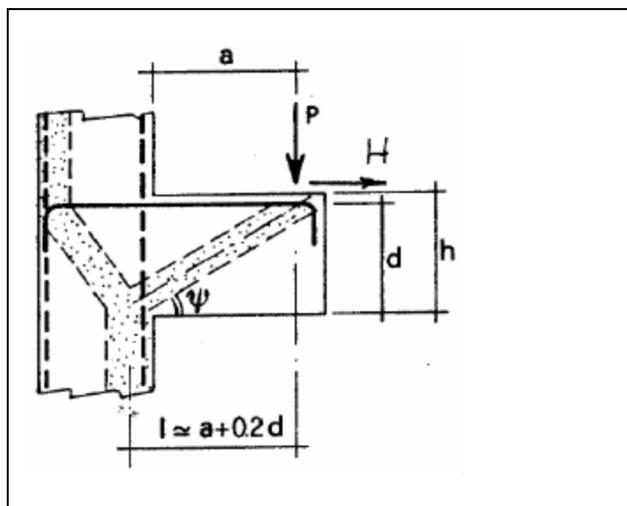


Figura 16: Meccanismo Tirante puntone della mensola tozza

Si distinguono due meccanismi di tipo tirante-puntone principali nel plinto di fondazione, descritti a seguire:

- un primo meccanismo è innescato dalle azioni trasmesse al plinto dai pali centrali e coinvolge un tirante-puntone parallelo alla direzione longitudinale. Tale meccanismo coinvolge la sola armatura longitudinale inferiore del plinto.
- un secondo meccanismo coinvolge i pali di spigolo ed innesca un tirante-puntone con direzione diagonale, dal centro del plinto al palo di spigolo, individuata da un angolo  $\alpha$  misurato rispetto alla direzione trasversale. Tale meccanismo coinvolge sia l'armatura longitudinale inferiore del plinto che l'armatura trasversale, pertanto, ai fini delle verifiche del tirante di armatura e della biella di calcestruzzo, si considera composto dalla somma vettoriale di due meccanismi ortogonali disaccoppiati.

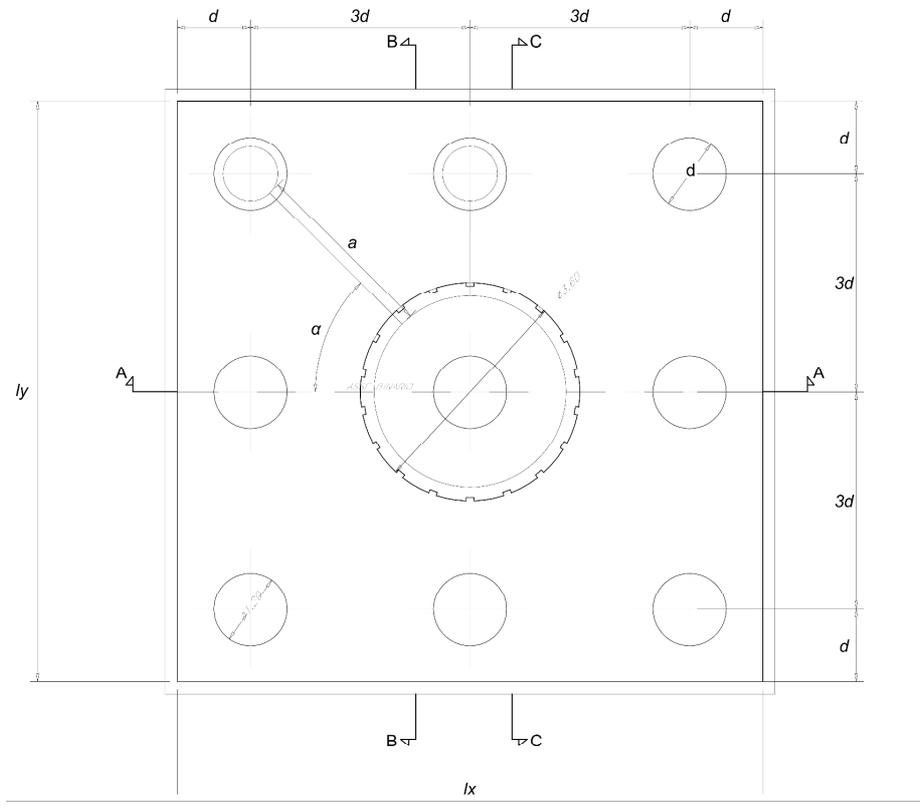


Figura 17: Schema – distanza  $a$  ed angolo  $\alpha$

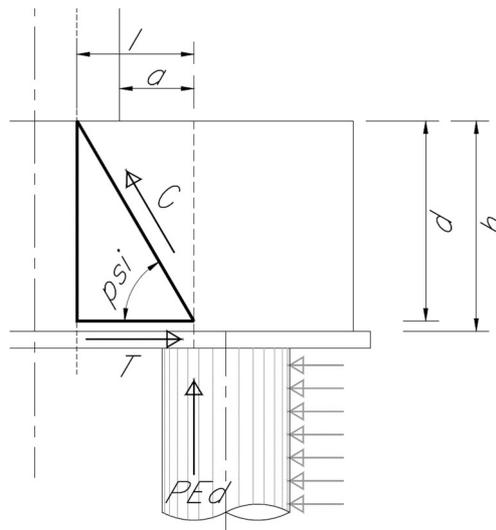


Figura 18: Schema - Biella compressa di calcestruzzo  $C$  e tirante di armatura  $T$

La forza di taglio di calcolo  $H_{Ed}$  agente alla testa del palo si trascura in via conservativa, in quanto il suo effetto ridurrebbe la trazione nel tirante inferiore d'armatura, essendo tale azione di taglio indotta dalla reazione del terreno.

Ai fini delle successive verifiche, le azioni concentrate  $P_{Ed}$  [kN] trasmesse dai pali al plinto sono assunte pari alle forze assiali agenti in testa al palo  $N_{max}$  [kN], ridotte della quota parte spettante ad ogni palo del peso del plinto  $P_{pl}$  [kN] e del peso del rinterro  $P_{terr}$  [kN] presente all'estradosso del plinto:

$$P_{Ed} = N_{max} - (P_{pl} + P_{terr}) / n_{pali}$$

La larghezza della sezione resistente del tirante di armatura e della biella compressa ( $B_{eff}$  = larghezza efficace) viene assunta pari a:

- per i pali centrali all'interasse pali  $i$  ( $B_{eff} = i = 3 \text{ diam}$ );
- per i pali di bordo a metà interasse pali  $i$  più la distanza dal bordo  $d$  ( $B_{eff} = i / 2 + d_b = 3 \text{ diam}$ ).

L'altezza della sezione della biella compressa viene assunta pari a:

$$h_c = 0.4 d c / (1 + \lambda^2); \text{ (si assume } c = 1)$$

in conformità a quanto riportato in §C4.1.2.1.5 [2].

### 8.3.2 Verifica del Plinto

Il plinto presenta un'altezza 2.3 m ed una base di lunghezza di 9.6m in direzione trasversale (dir.y), 9.6 m in direzione longitudinale (dir.x). Sono stati armati considerando il palo più sollecitato ed il meccanismo tirante-puntone più gravoso, in questo caso entrambi sullo spigolo.

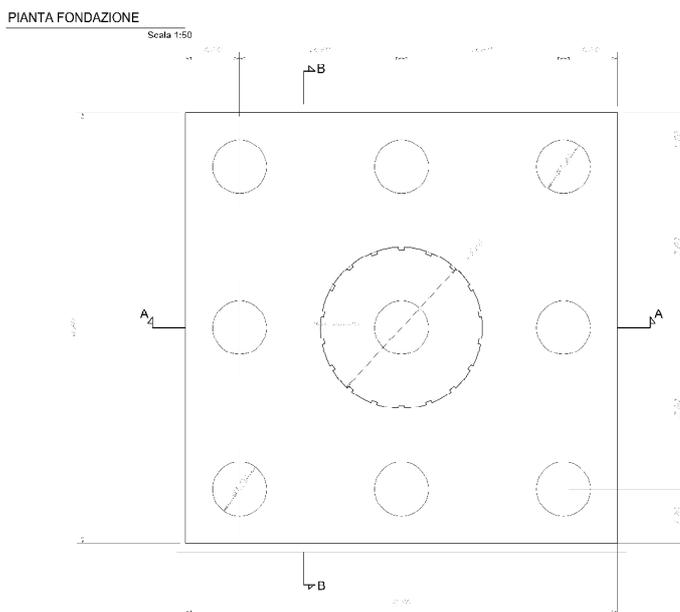


Figura 19: Sezione Tipo plinto di fondazione

#### 8.3.2.1 Verifica Tirante-Puntone

La sezione è stata armata considerando un meccanismo tirante puntone con le seguenti caratteristiche geometriche:

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, Acciaio.		
<b>a</b>	2.9	m
<b>h</b>	2.3	m
<b>l</b>	3.35	m
<b>ψ</b>	31	°

Il tirante d'armatura impiegato nelle verifiche è descritto nella tabella seguente.

	Armatura inferiore di verifica		Armatura superiore di verifica		
	Zona laterale		Zona laterale		
	dir. Long.	dir. Trasv.	dir. Long.	dir. Trasv.	
$\varnothing_{\text{barre}}$	2.40	2.40	2.60	2.60	[cm]
$i_{\text{barre}}$	0.15	0.15	0.15	0.15	[m]
$n_{\text{strati}}$	3.00	3.00	2.00	2.00	
$n_{\text{barre/metro}}$	20	20	13	13	

Con un totale di percentuale di armatura in tutte e due le direzioni pari a 0.7%.

Mentre, il puntone di cls presenta le seguenti caratteristiche geometriche:

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, CLS.		
<b>Bc</b>	3.00	m
<b>hc</b>	0.72	m
<b>Ac</b>	2.17	m <sup>2</sup>

Di seguito, le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'Armatura inferiore considerando il valore di sforzo normale massimo.

Combinazioni	$PEd$ (KN)	$\sigma_{\text{long.}}$ (MPa)	$\sigma_{\text{Trasv.}}$ (MPa)	$f_{yd}$ (MPa)	$\rho_s$ (-)	$\sigma_c$ (MPa)	$f_{cd'}$ (MPa)	$\rho_c$ (-)
SLU	5694	246	246	391	<b>0.63</b>	5.1	8.23	<b>0.62</b>
SLV	7124	307	307	391	<b>0.79</b>	5.2	8.23	<b>0.77</b>

Le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito, le verifiche effettuate per il dimensionamento dell'Armatura Superiore considerando il valore di sforzo normale massimo nella direzione opposta.

Combinazioni	$PEd$ (KN)	$\sigma_{long.}$ (MPa)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	$f_{yd}$ (MPa)	$\rho_s$ (-)	$\sigma_c$ (MPa)	$f_{cd'}$ (MPa)	$\rho_c$ (-)
SLV	-6975	374	374	391	<b>0.96</b>	6.1	8.23	<b>0.74</b>

### 8.3.2.2 Verifica Fessurazione

Nella combinazione SLE più sfavorevole, la sezione inferiore risulta avere le seguenti tensioni:

Combinazioni	$PEd$ (KN)	$\sigma_{long.}$ (MPa)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	$\sigma_c$ (MPa)
SLE	3654	158	158	3.3

Si procede pertanto alla verifica dell'ampiezza delle fessure nelle due direzioni di orditura delle armature:

1. Armatura longitudinale inferiore

		INPUT	
	$R_{ck}$	35	Mpa
dimensione	$h$	2500	mm
pos. baric. 1° strato	$C_1$	50	mm
diametro barre 1° strato	$\varphi_1$	24	mm
numero barre 1° strato	$n_1$	12	
pos. baric. 2° strato	$C_2$	150	mm
diametro barre 2° strato	$\varphi_2$	24	mm
numero barre 2° strato	$n_2$	12	1/m
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	$d$	2400	mm
	$b_{eff}$	85.7	mm
posizione asse neutro da lembo compresso	$x$		mm
Tensione massima barre 1° strato	$\sigma_{s,max1}$	157.6	Mpa
Tensione massima barre 2° strato	$\sigma_{s,max2}$	157.6	Mpa
altezza efficace	$h_{c,eff}$	250.0	mm
area efficace relativamente ad una singola barre	$A_{c,eff}$	21429	mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura relativa a $A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	0.042	
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	$k_t$	0.6	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	$k_1$	0.8	
(0.5 per flessione; 1 trazione)	$k_2$	1	
	$k_3$	3.4	
	$k_4$	0.425	

OUTPUT	
diff. def. armature-cla	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 5.17E-04 -
distanza max fessure	$S_{r,max}$ 5.56E+02 mm
7 ampiezza fessure:	$W_k$ 0.180 mm
	$W_{lim}$ 0.20 mm
La verifica è soddisfatta.	

1. Armatura trasversale inferiore

		INPUT	
	$R_{ck}$	35	Mpa
dimensione	$h$	2500	mm
pos. baric. 1° strato	$C_1$	50	mm
diametro barre 1° strato	$\varphi_1$	24	mm
numero barre 1° strato	$n_1$	12	
pos. baric. 2° strato	$C_2$	150	mm
diametro barre 2° strato	$\varphi_2$	24	mm
numero barre 2° strato	$n_2$	12	1/m
distanza lembo compresso-lembo teso della sezione	$d$	2400	mm
	$b_{eff}$	85.7	mm
posizione asse neutro da lembo compresso	$x$		mm
Tensione massima barre 1° strato	$\sigma_{s,max1}$	157.6	Mpa
Tensione massima barre 2° strato	$\sigma_{s,max2}$	157.6	Mpa
altezza efficace	$h_{c,eff}$	250.0	mm
area efficace relativamente ad una singola barre	$A_{c,eff}$	21429	mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura relativa a $A_{c,eff}$	$\rho_{p,eff}$	0.042	
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	$k_t$	0.6	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	$k_1$	0.8	
(0.5 per flessione; 1 trazione)	$k_2$	1	
	$k_3$	3.4	
	$k_4$	0.425	

OUTPUT	
diff. def. armature-cla	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 5.17E-04 -
distanza max fessure	$S_{r,max}$ 5.56E+02 mm
7 ampiezza fessure:	$W_k$ 0.180 mm
	$W_{lim}$ 0.20 mm
La verifica è soddisfatta.	

## 9 INCIDENZE

Si riportano di seguito le incidenze delle armature per parti strutturali:

Elevazioni	170	(kg/mc)
Plinto di fondazione	110	(kg/mc)