

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 P13-23

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 5 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. Vitozzi Luglio 2019

ITALFERR S.p.A.
 U.O. Opere Civili e Gestione delle Varianti
 Dott. Ing. Angelo Vitozzi
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 N° A20788

File: IA5F01D09CLV11305005A_Relazione di calcolo Pile P13-22.docx

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	<i>Descrizione dell'opera</i>	4
1.2	<i>Scopo della relazione</i>	7
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
3	MATERIALI	13
3.1	<i>Calcestruzzo</i>	13
3.2	<i>Acciaio da armatura ordinaria</i>	13
4	ANALISI DEI CARICHI	14
4.1	CARICHI PERMANENTI	14
4.1.1	Carichi Permanenti G1, Pulvino e fusto Pila	14
4.1.2	Carichi Permanenti Trave Acc-Clis L=31 m – 38 m	14
4.2	AZIONI CLIMATICHE	14
4.2.1	Variazione termica.....	14
4.2.2	Azione del vento	15
4.3	Azioni variabili da traffico ferroviario	15
4.3.1	Traffico normale: Treno LM71.....	15
4.3.2	Traffico pesante: Treno SW/2.....	16
4.3.3	Effetti dinamici	17
4.3.4	Forza centrifuga.....	17
4.3.5	Serpeggio	18
4.3.6	Effetti di interazione binario-struttura	18
4.4	AZIONI SISMICHE	20
4.5	AZIONI IDRODINAMICHE	24
4.5.1	Scalzamento della Pila	24

5	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	27
6	ANALISI STRUTTURALE.....	29
6.1.1	Premessa	29
6.1.2	Modello di calcolo	29
7	VERIFICHE DI RESISTENZA	33
7.1	Verifica di Resistenza del Pulvino	33
7.2	Verifica di Resistenza del fusto Pila	33
7.2.1	Premessa	33
7.2.2	Verifiche	33
7.3	Verifica di Resistenza del Plinto di fondazione	40
7.3.1	Premessa	40
7.3.2	Verifica del Plinto.....	43
8	INCIDENZE ARMATURA	46

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.

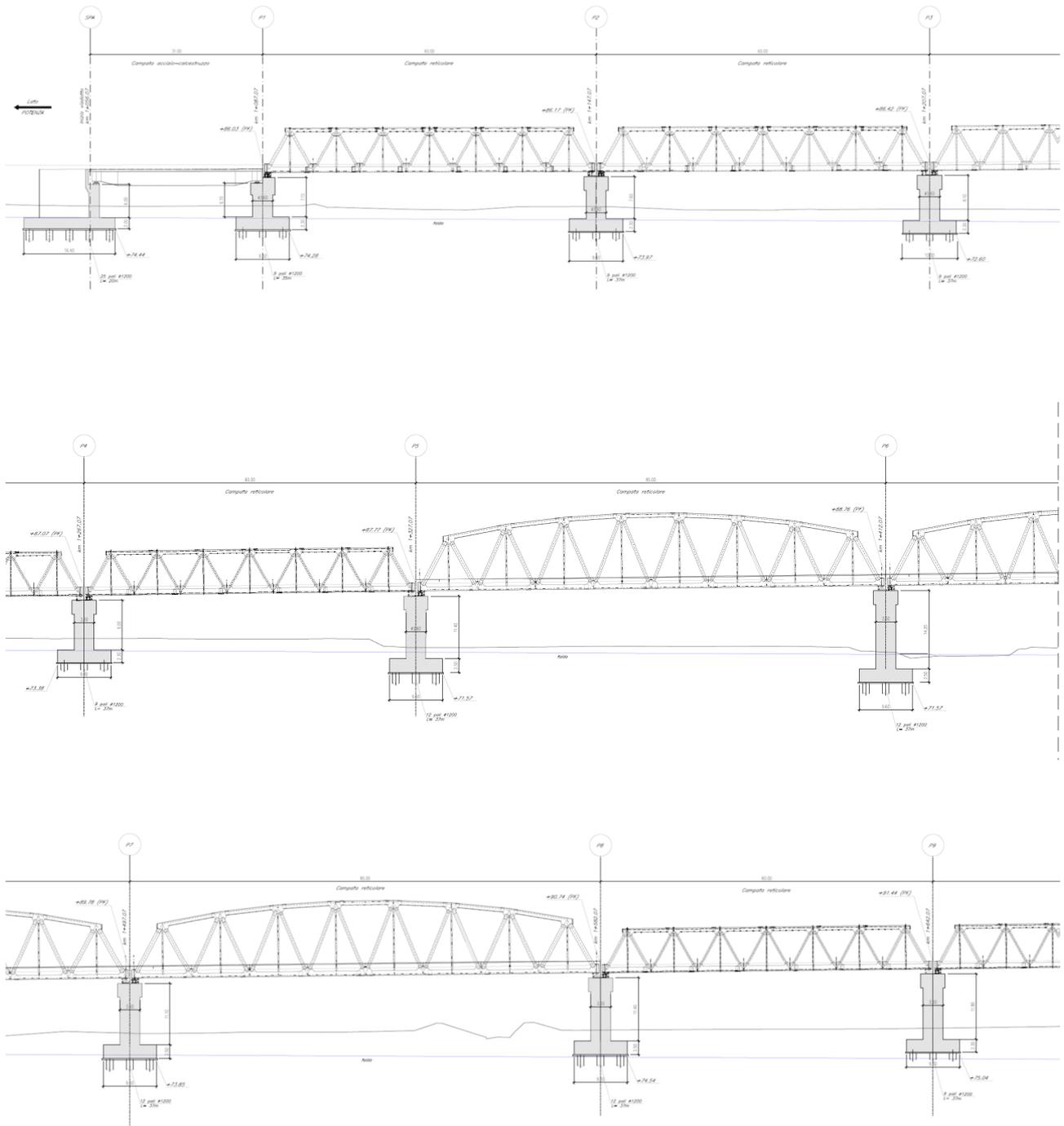


Figura 1: Sezione longitudinale viadotto VI13 Nuovo Basento

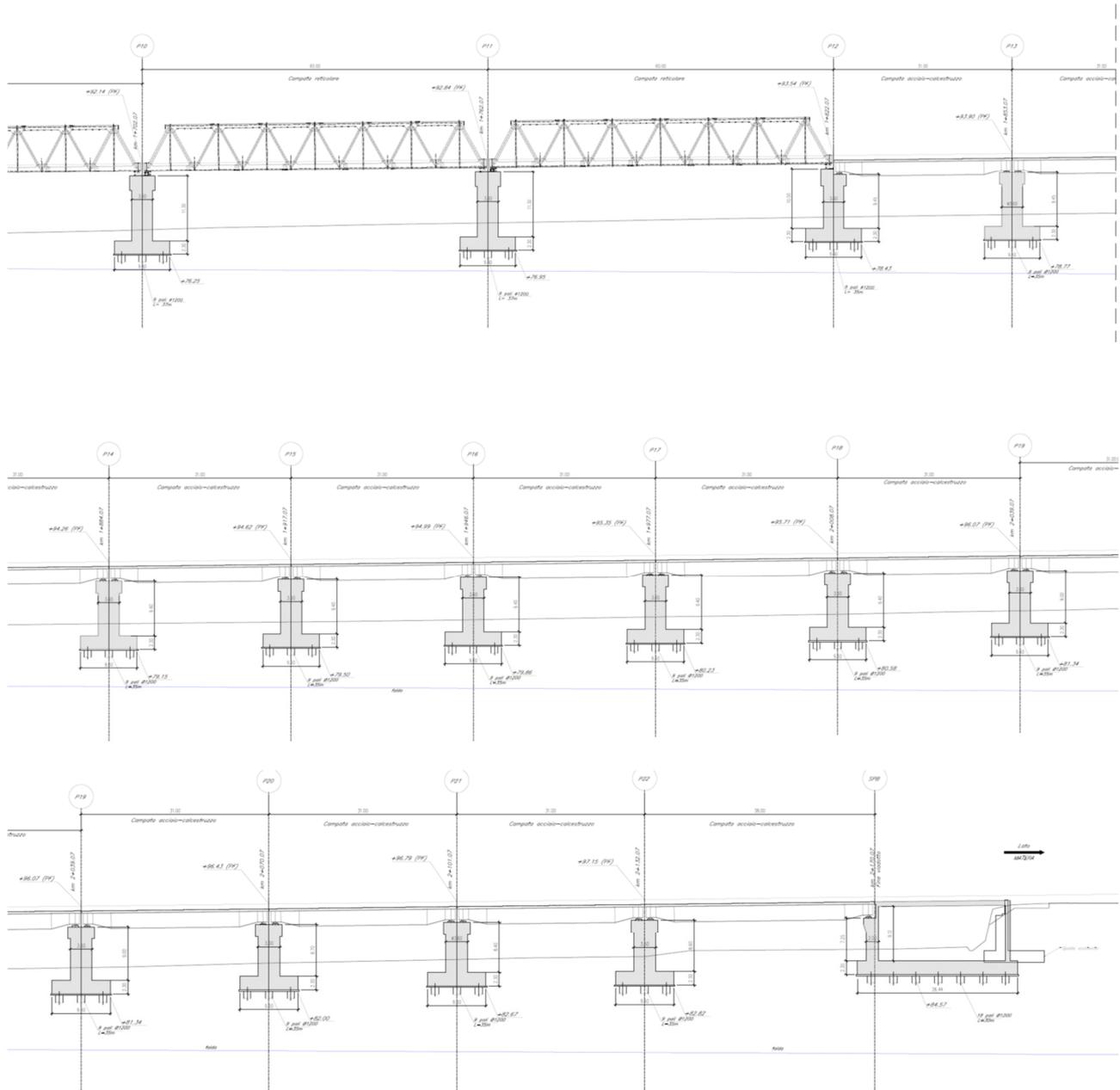


Figura 2: Sezione longitudinale viadotto VI13 Nuovo Basento

1.2 Scopo della relazione

Scopo della presente relazione è il dimensionamento e la verifica strutturale della pila 1 e 12 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 _{Fusto}	Altezza Pila	Dimensioni plinto	Pali
P13-21	acciaio-cls. (L=31m)	acciaio-cls. (L=31m)	3.6 m	* vedi tabella sottostante	9.6m x 9.6m	9 ø1200
P22	acciaio-cls. (L=31m)	acciaio-cls. (L=38m)	3.6 m	* vedi tabella sottostante	9.6m x 9.6m	9 ø1200

PILA	H [m]
P13	7.35
P14	7.30
P15	7.30
P16	7.30
P17	7.30
P18	7.30
P19	6.90
P20	6.60
P21	6.30
P22	6.50

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).

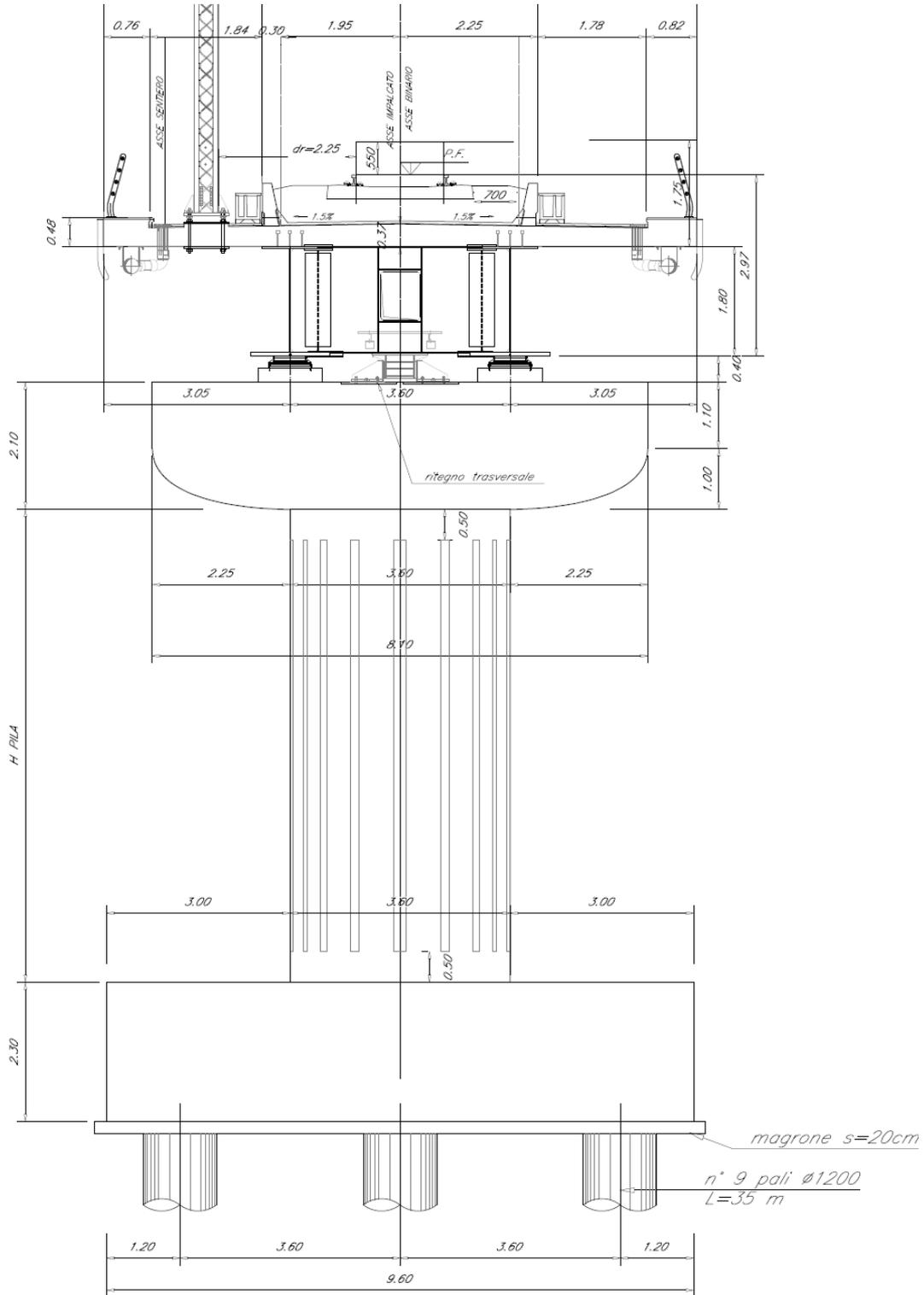


Figura 3: Sezione longitudinale

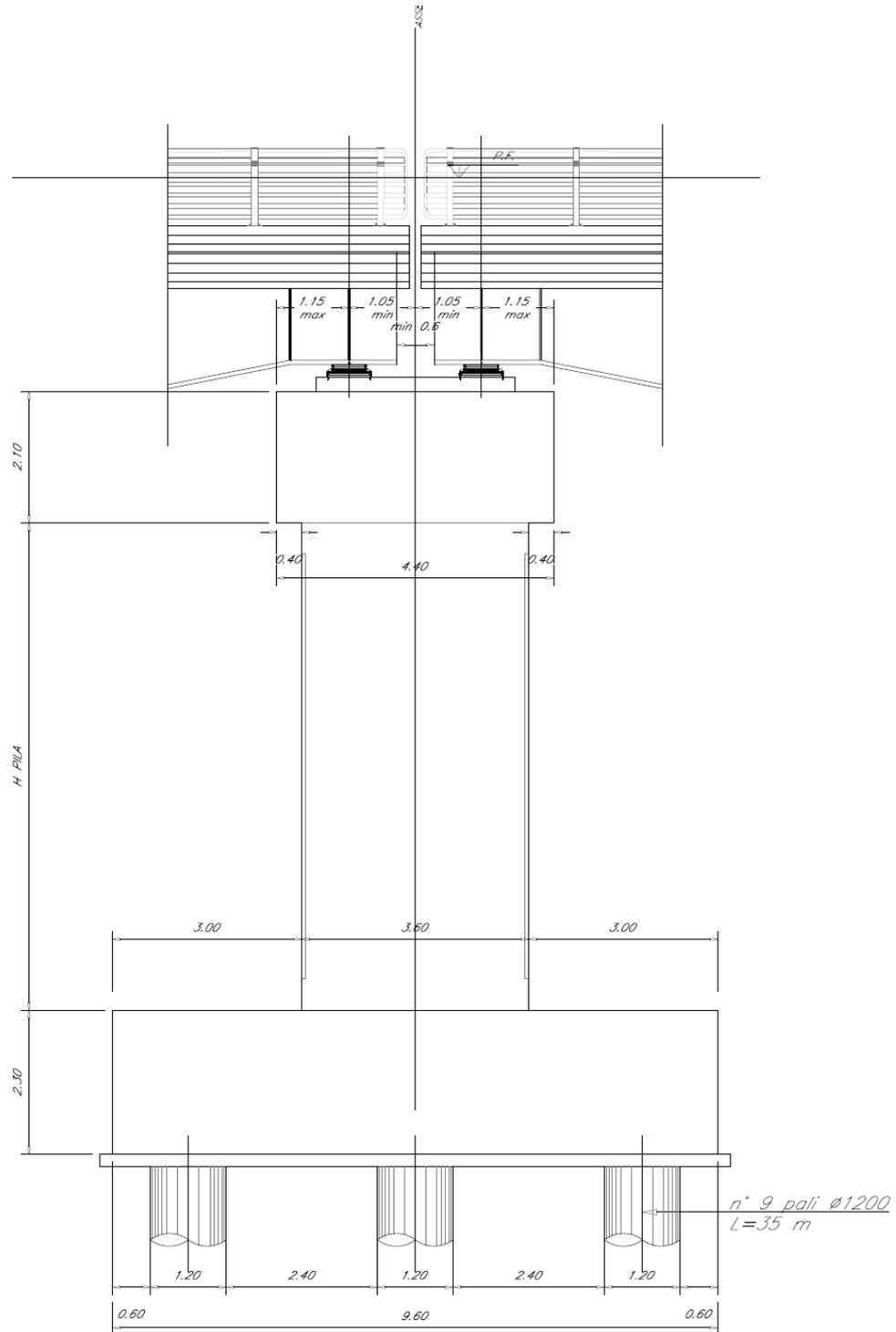


Figura 4: Sezione trasversale

PIANTA FONDAZIONE

Scala 1:50

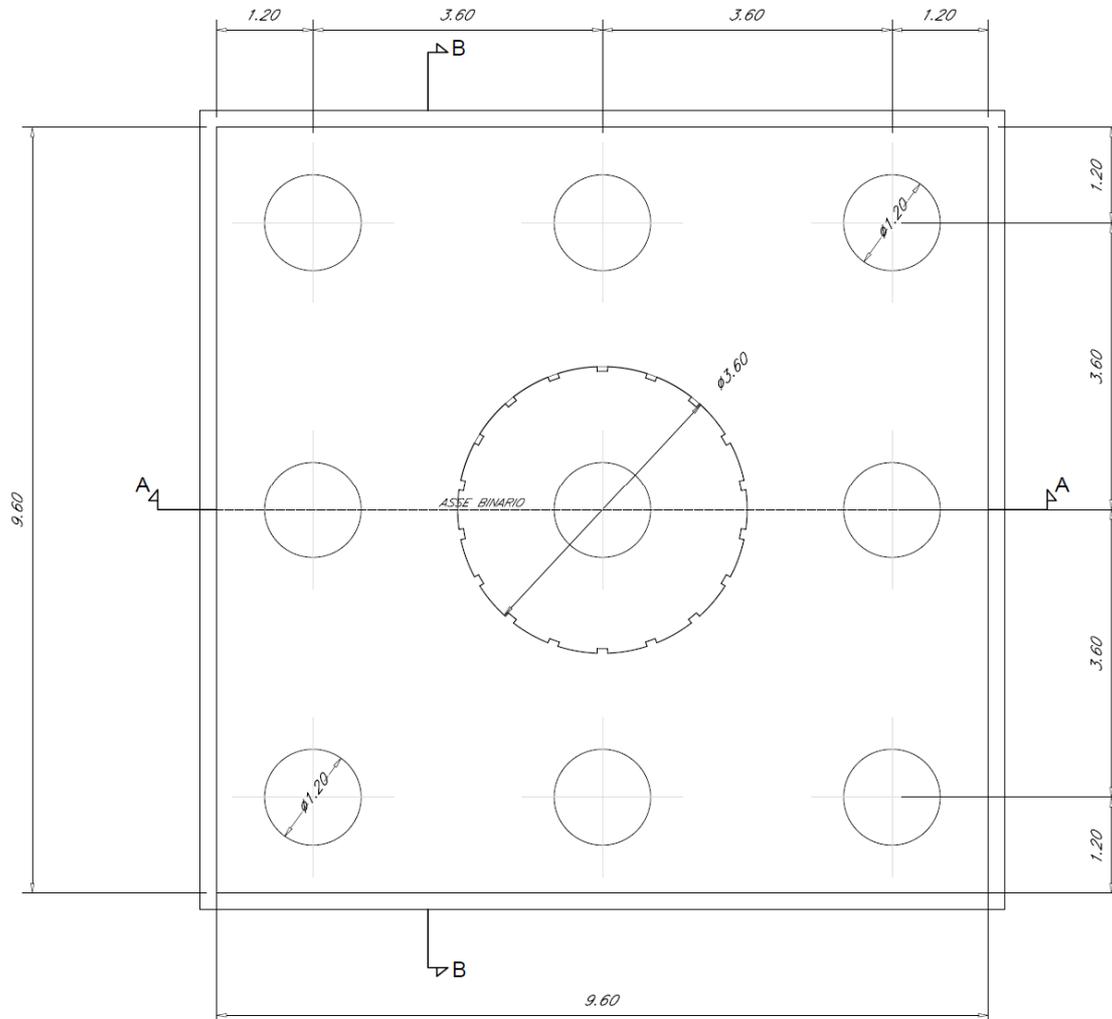


Figura 5: Pianta fondazione

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Nuova linea Ferrandina – Matera La Martella per il collegamento di Matera con la rete ferroviaria nazionale PROGETTO DEFINITIVO					
	<i>Relazione di calcolo - Pile P13-23</i>	COMMESSA IA5F	LOTTO 01D	CODIFICA 09CL	DOCUMENTO VI13 05 005	REV. A

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 MATERIALI

3.1 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

3.2 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

4 ANALISI DEI CARICHI

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

4.1 CARICHI PERMANENTI

4.1.1 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.:

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

4.1.2 Carichi Permanenti Trave Acc-Cls L=31 m – 38 m

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.

4.1.2.1 Peso proprio G1

Peso impalcato (soletta + carpenteria metallica) :

$$G1 = 108.2 \text{ kN/m (L=31m)}$$

$$G1 = 113.3 \text{ kN/m (L=38m)}$$

4.1.2.2 Permanenti portati G2

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

4.2 AZIONI CLIMATICHE

4.2.1 **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 "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario".

4.2.1.1 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 $25^{\circ} * 1.5 = 37.5^{\circ}\text{C}$.

4.2.1.2 Variazione termica non uniforme

In aggiunta alla variazione termica uniforme è stato considerato un gradiente termico pari a 5°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°C .

4.2.2 **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 kN/mq applicate nelle superfici esposte della travata metallica e dei treni di carico.

4.3 **Azioni variabili da traffico ferroviario**

4.3.1 **Traffico normale: Treno LM71**

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

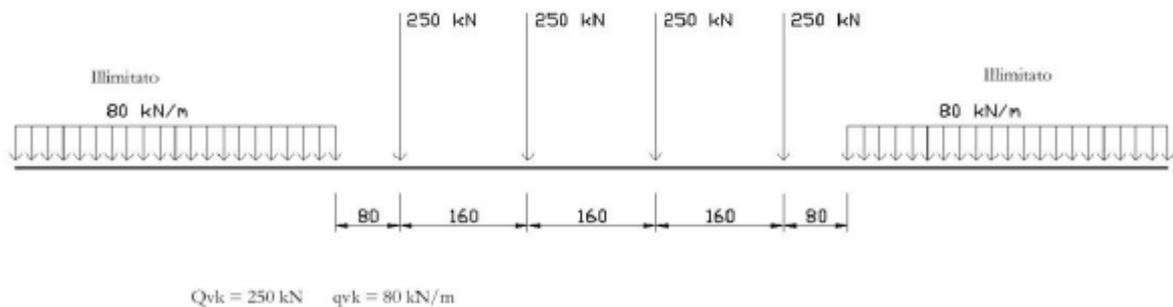


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

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

e $LM71 = 80$ mm

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

4.3.2 **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:

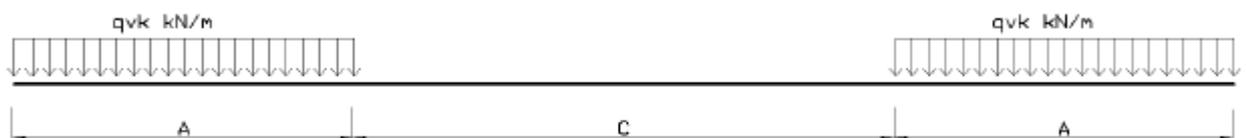


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

	Qwk (KN/m)	A (m)	C(m)
SW/2	150	25.00	7.00

4.3.3 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_Φ 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 **$\Phi_3 = 1.15$**
- Travi principali - campata da 38m $L_\Phi = L_c = 36.2$ m **$\Phi_3 = 1.10$**

4.3.4 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/s²;

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.

4.3.5 Serpeggio

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

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

4.3.6 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

Tipologia Analisi	Label	APP	Step	Combinazione	Fh [kN]
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
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

Tipologia Analisi	Label	APP	Step	Combinazione	Fh [kN]
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

4.4 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

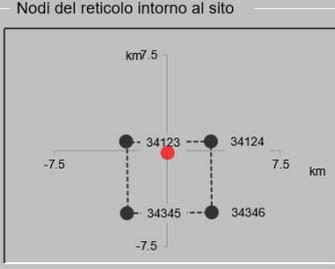
Grafici spettri di risposta

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

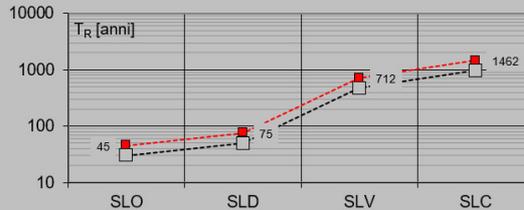
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

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 info

Risposta sismica

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_S = 1.426$

$C_C = 1.510$ 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 ξ (%)

$\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0

Regol. in altezza info

Compon. verticale

Spettro di progetto

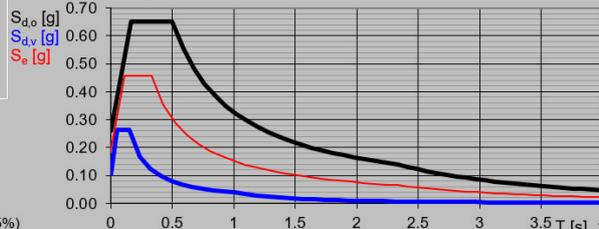
Fattore q

$\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



- Spettro di progetto - componente orizzontale
- Spettro di progetto - componente verticale
- Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

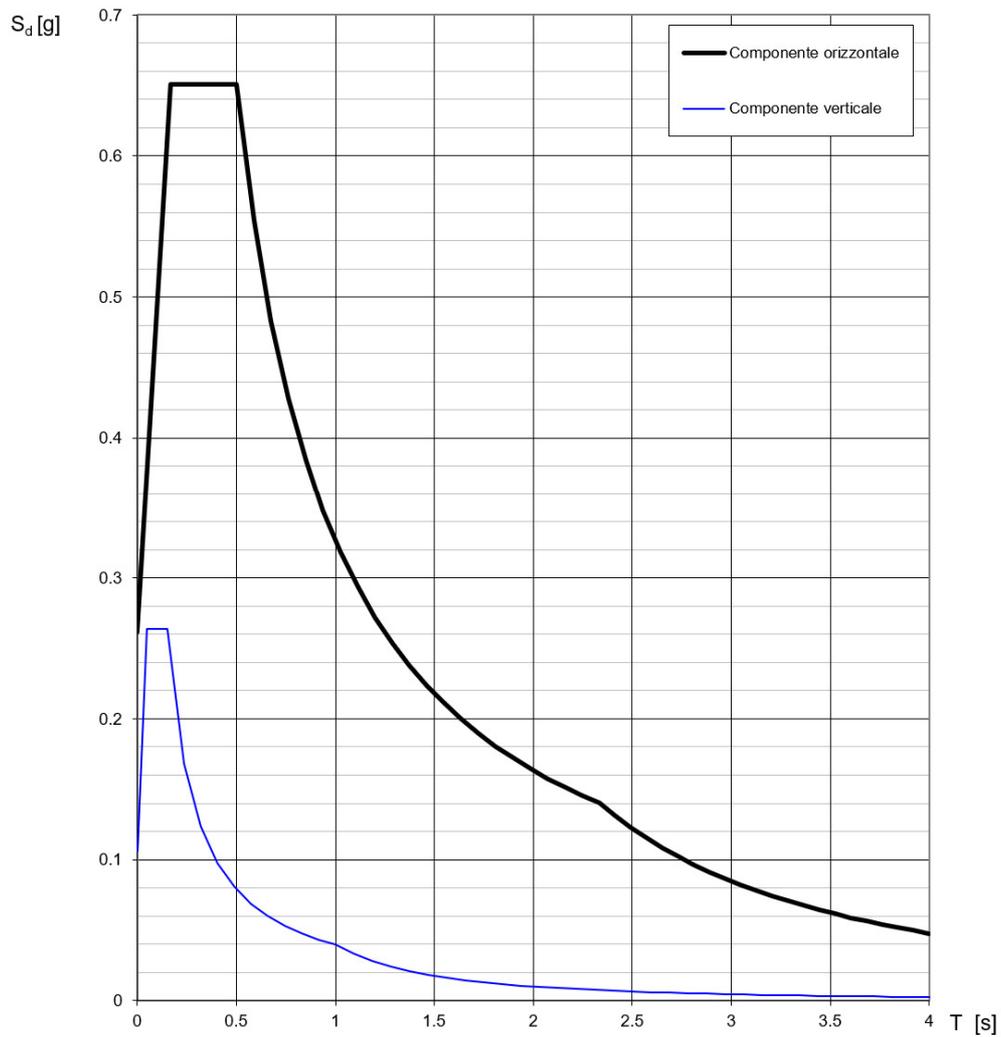
INTRO

FASE 1

FASE 2

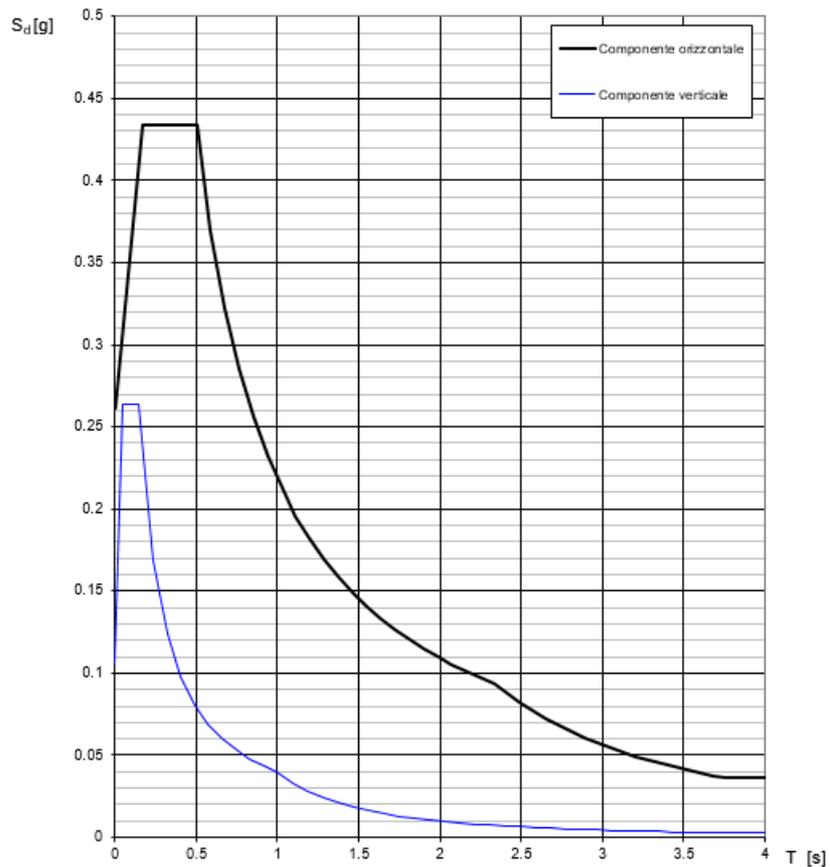
FASE 3

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.

4.5 AZIONI IDRODINAMICHE

4.5.1 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:

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

- ρ_{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

5 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.

	Carco 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

6 ANALISI STRUTTURALE

6.1.1 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.

6.1.2 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

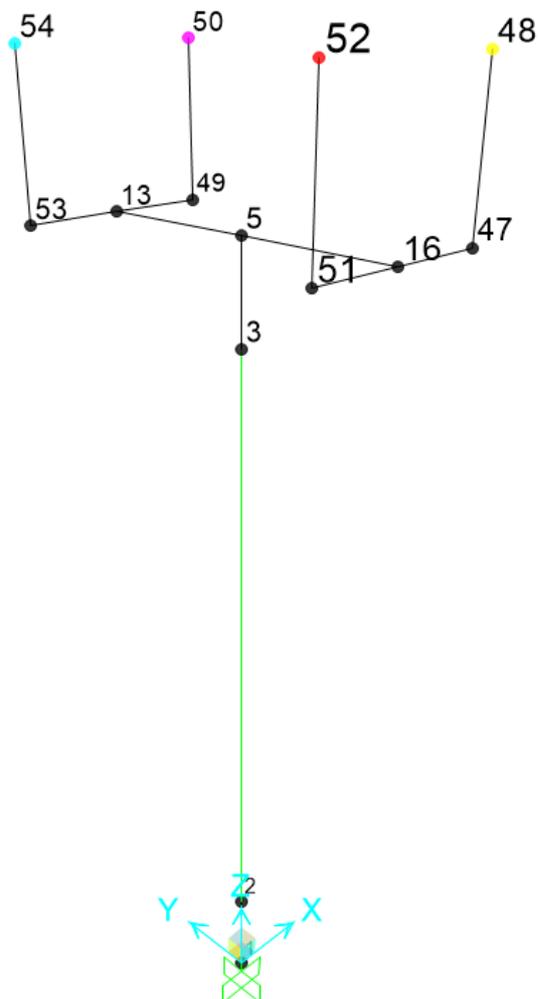


Figura 6: Modello E. F. pila

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.

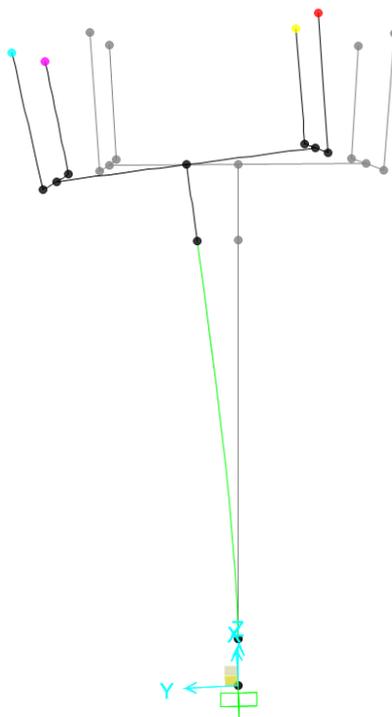


Figura 7: Deformata primo modo di vibrare

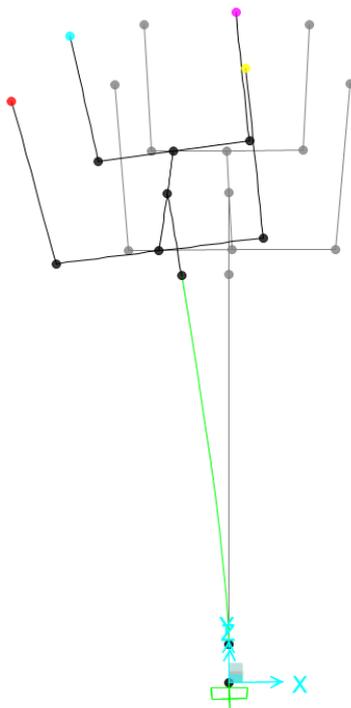


Figura 8: Deformata secondo modo di vibrare

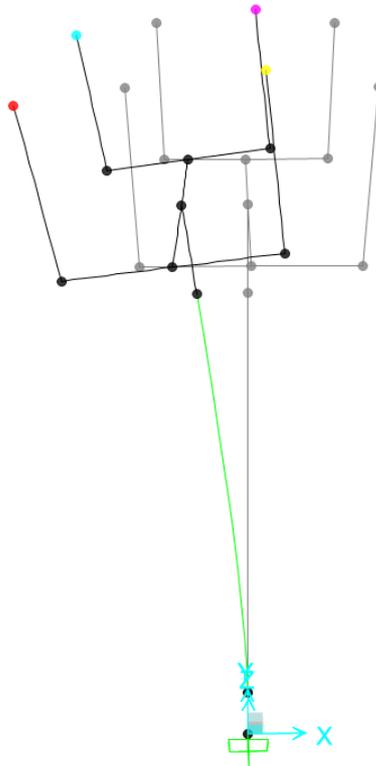


Figura 9: Deformata terzo modo di vibrare

StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	0.367	0.0%	86.5%	0.0%	0%	87%	0%
2	0.361	89.6%	0.0%	0.0%	90%	87%	0%
3	0.130	0.0%	0.0%	0.0%	90%	87%	0%
4	0.056	0.1%	0.0%	90.7%	90%	87%	91%
5	0.051	0.0%	6.2%	0.0%	90%	93%	91%
6	0.038	3.1%	0.0%	0.4%	93%	93%	91%
7	0.034	0.0%	0.0%	1.2%	93%	93%	92%
8	0.034	0.0%	0.0%	0.0%	93%	93%	92%
9	0.028	0.0%	0.0%	0.0%	93%	93%	92%
10	0.021	0.0%	0.0%	0.0%	93%	93%	92%
11	0.019	0.0%	0.0%	0.0%	93%	93%	92%
12	0.019	0.0%	0.0%	0.0%	93%	93%	92%

7 Verifiche di Resistenza

7.1 Verifica di Resistenza del Pulvino

Per le pile in esame i dispositivi di appoggio cadono all'interno della proiezione della sezione trasversale del fusto della pila, pertanto i carichi verticali da essi trasmessi possono entrare direttamente per compressione all'interno del fusto pila senza lo sviluppo di un meccanismo tirante-puntone. Si omette dunque la verifica della armatura del pulvino, la quale verrà mutuata dai pulvini delle altre pile.

7.2 Verifica di Resistenza del fusto Pila

7.2.1 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 Φ 30 disposte rispettivamente con un passo 11 cm e 9 cm, per una percentuale d'armatura di 1.39%.

7.2.2 Verifiche

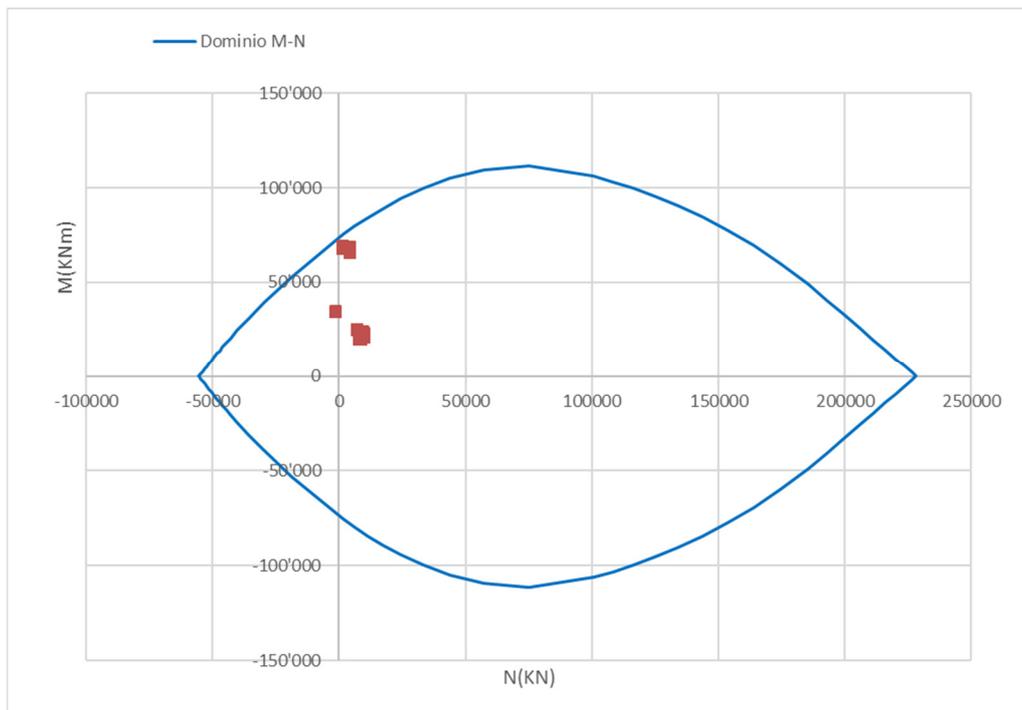
7.2.2.1 Verifica Presso-Flessione

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)	ρ (-)
slu 1Max	-9663	11278	21205	24018	83853	0.29
slu 1Min	-9663	11278	21205	24018	83853	0.29
slu 2Max	-10170	9645	20709	22845	83853	0.27
slu 2Min	-10170	9645	20709	22845	83853	0.27
slu 3Max	-9142	7464	20656	21963	83853	0.26

Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)	Mrd (KNm)	ρ (-)
slu 3Min	-9142	7464	20656	21963	83853	0.26
slu 4Max	-10172	6989	20708	21855	83853	0.26
slu 4Min	-10172	6989	20708	21855	83853	0.26
slu 5Max	-9663	7361	21205	22447	83853	0.27
slu 5Min	-9663	7361	21205	22447	83853	0.27
slu 6Max	-10170	5728	20709	21487	83853	0.26
slu 6Min	-10170	5728	20709	21487	83853	0.26
slu 7Max	-9142	3547	20656	20958	83853	0.25
slu 7Min	-9142	3547	20656	20958	83853	0.25
slu 8Max	-10172	3072	20708	20934	83853	0.25
slu 8Min	-10172	3072	20708	20934	83853	0.25
slu 9Max	-8235	12417	17965	21838	83853	0.26
slu 9Min	-8235	12417	17965	21838	83853	0.26
slu 10Max	-8641	11111	17568	20786	83853	0.25
slu 10Min	-8641	11111	17568	20786	83853	0.25
slu 11Max	-7818	9366	17525	19871	83853	0.24
slu 11Min	-7818	9366	17525	19871	83853	0.24
slu 12Max	-8642	8986	17566	19731	83853	0.24
slu 12Min	-8642	8986	17566	19731	83853	0.24
slv 1Max	-1419	21368	72069	75170	77641	0.97
slv 1Min	-4290	-19337	-64369	67211	79588	0.84
slv 2Max	-1503	68457	26699	73480	77641	0.95
slv 2Min	-4205	-66427	-14819	68060	79588	0.86
slv 3Max	1457	21373	27286	34661	77641	0.45
slv 3Min	-7165	-19343	-15407	24729	83853	0.29
slv 4Max	-1489	21143	74090	77048	77641	0.99
slv 4Min	-4360	-19562	-62348	65345	79588	0.82
slv 5Max	-1573	68232	26631	73245	77641	0.94
slv 5Min	-4275	-66652	-14888	68295	79588	0.86
slv 6Max	1387	21148	27218	34468	77641	0.44
slv 6Min	-7235	-19568	-15475	24948	83853	0.30

Combinazioni	N (KN)	Mx (KNm)	My (KNm)	MEd (KNm)	Mrd (KNm)	ρ (-)
slv 7Max	-1347	20842	74083	76959	77641	0.99
slv 7Min	-4218	-19863	-62355	65442	79588	0.82
slv 8Max	-1432	67931	26623	72962	77641	0.94
slv 8Min	-4134	-66953	-14895	68590	79588	0.86
slv 9Max	1528	20847	27211	34279	77641	0.44
slv 9Min	-7094	-19869	-15483	25189	83853	0.30
slv 10Max	-1489	20776	74090	76948	77641	0.99
slv 10Min	-4360	-19929	-62348	65455	79588	0.82
slv 11Max	-1574	67866	26630	72904	77641	0.94
slv 11Min	-4276	-67018	-14888	68652	79588	0.86
slv 12Max	1386	20782	27218	34245	77641	0.44
slv 12Min	-7236	-19934	-15476	25236	83853	0.30



Le verifiche risultano sempre soddisfatte.

7.2.2.2 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)	ρ (-)
slu 1Max	2025	1132	2320	13666	0.2
slu 1Min	2025	1132	2320	13666	0.2
slu 2Max	2025	1051	2282	13666	0.2
slu 2Min	2025	1051	2282	13666	0.2
slu 3Max	2025	838	2192	13666	0.2
slu 3Min	2025	838	2192	13666	0.2
slu 4Max	2025	783	2171	13666	0.2
slu 4Min	2025	783	2171	13666	0.2
slu 5Max	2025	660	2130	13666	0.2
slu 5Min	2025	660	2130	13666	0.2
slu 6Max	2025	579	2106	13666	0.2
slu 6Min	2025	579	2106	13666	0.2
slu 7Max	2025	365	2058	13666	0.2
slu 7Min	2025	365	2058	13666	0.2
slu 8Max	2025	310	2049	13666	0.1
slu 8Min	2025	310	2049	13666	0.1
slu 9Max	1721	1315	2166	13666	0.2
slu 9Min	1721	1315	2166	13666	0.2
slu 10Max	1721	1250	2127	13666	0.2
slu 10Min	1721	1250	2127	13666	0.2
slu 11Max	1721	1080	2031	13666	0.1
slu 11Min	1721	1080	2031	13666	0.1
slu 12Max	1721	1036	2008	13666	0.1
slu 12Min	1721	1036	2008	13666	0.1
slv 1Max	7419	2139	7721	13666	0.6
slv 1Min	-6674	-1957	6955	13666	0.5

Combinazioni	Vx (KN)	Vy (KN)	VEd (KN)	VRd (kN)	ρ (-)
slv 2Max	2737	6865	7390	13666	0.5
slv 2Min	-1573	-6683	6865	13666	0.5
slv 3Max	2832	2151	3557	13666	0.3
slv 3Min	-1668	-1969	2580	13666	0.2
slv 4Max	7629	2128	7920	13666	0.6
slv 4Min	-6464	-1968	6757	13666	0.5
slv 5Max	2737	6853	7380	13666	0.5
slv 5Min	-1573	-6694	6876	13666	0.5
slv 6Max	2832	2140	3550	13666	0.3
slv 6Min	-1668	-1980	2589	13666	0.2
slv 7Max	7629	2098	7912	13666	0.6
slv 7Min	-6464	-1998	6766	13666	0.5
slv 8Max	2737	6824	7352	13666	0.5
slv 8Min	-1573	-6723	6905	13666	0.5
slv 9Max	2832	2111	3532	13666	0.3
slv 9Min	-1668	-2010	2612	13666	0.2
slv 10Max	7629	2091	7910	13666	0.6
slv 10Min	-6464	-2005	6768	13666	0.5
slv 11Max	2737	6816	7345	13666	0.5
slv 11Min	-1573	-6731	6912	13666	0.5
slv 12Max	2832	2103	3528	13666	0.3
slv 12Min	-1668	-2017	2617	13666	0.2

Le verifiche risultano sempre soddisfatte.

Sono state utilizzate staffe Φ 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 ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm ²
	f_{cd}	19	N/mm ²
diametro	Φ	3600	mm
Area sezione	A	10178760	mm ²
copriferro	c	80	mm
Area sezione rettangolare equivalente	A_{eq}	8772514	mm ²
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
	σ_{cp}	0.000	N/mm ²
	α_{cp}	1.00	

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

Taglio resistente per "taglio trazione"	V_{Rsd}	13666	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	V_{Rcd}	25610	kN
taglio resistente	V_{Rd}	13666	kN

7.2.2.3 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)
sle 1Max	-6792.8	5076	14880	15722
sle 1Min	-6792.8	5076	14880	15722
sle 2Max	-7142.8	3950	14538	15065
sle 2Min	-7142.8	3950	14538	15065
sle 3Max	-6433.8	2446	14501	14706
sle 3Min	-6433.8	2446	14501	14706
sle 4Max	-7143.8	2119	14537	14690
sle 4Min	-7143.8	2119	14537	14690

Nella combinazione SLE più sfavorevole, la sezione risulta parzializzata con la seguente tensione delle barre d'armatura:

$$\sigma_s = 115 \text{ MPa}$$

Si procede pertanto alla verifica dell'ampiezza delle fessure:

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	100 mm
diametro medio barre	Φ (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	σ_s	115 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
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cn}$ 3.35E-04 -
distanza max fessure
s r, max 3.65E+02 mm
ampiezza fessure:
wk 0.12 mm
w LIMITE 0.20 mm
Sez. verificata

7.3 Verifica di Resistenza del Plinto di fondazione

7.3.1 Premessa

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

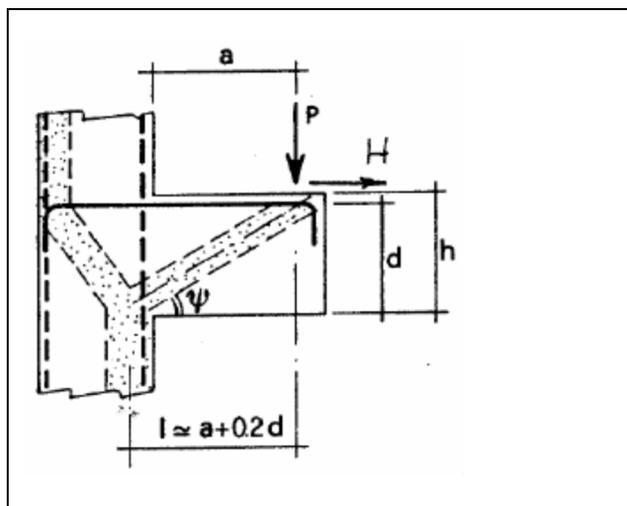


Figura 10: Meccanismo Tirante puntone della mensola tozza

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 α 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.

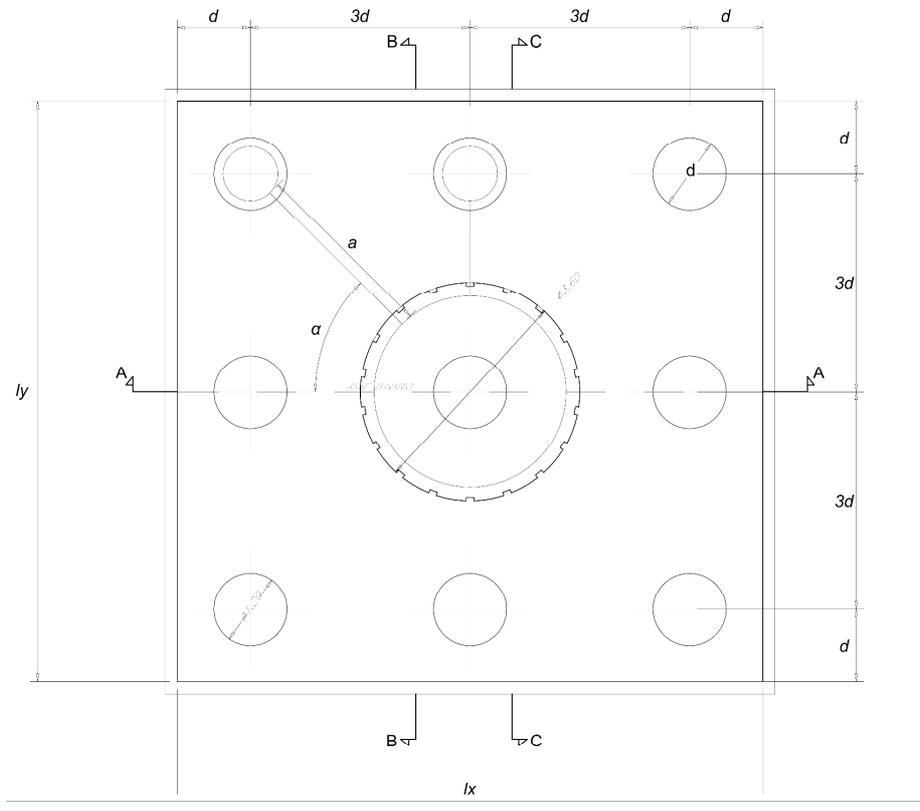


Figura 11: Schema – distanza a ed angolo α

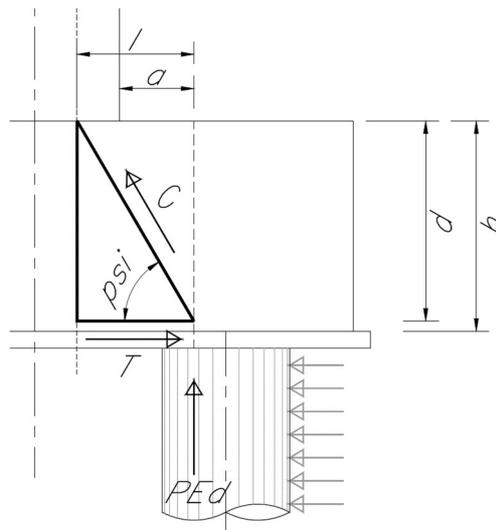


Figura 12: Schema - Biella compressa di calcestruzzo C e tirante di armatura T

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].

7.3.2 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.

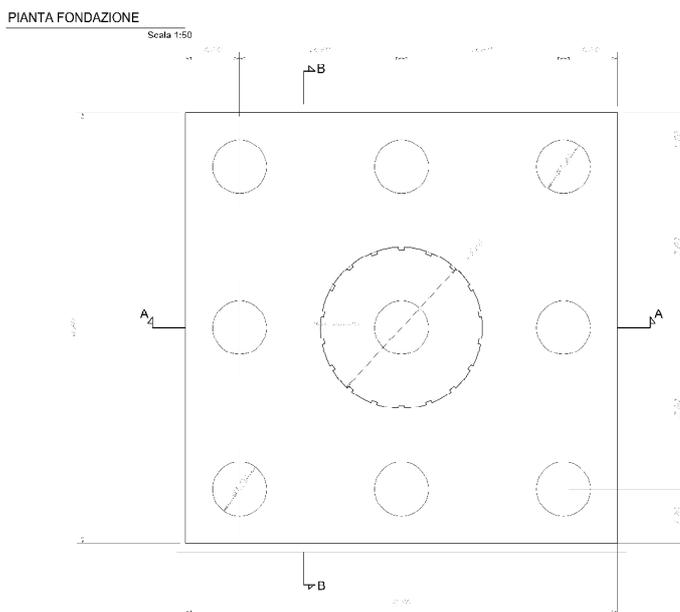


Figura 13: Sezione Tipo plinto di fondazione

7.3.2.1 Verifica Tirante-Puntone

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

Caratteristiche Geometriche meccanismo Tirante-Puntone, Acciaio.		
a	2.9	m
h	2.3	m
l	3.35	m
ψ	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.	
$\varnothing_{\text{barre}}$	2.60	2.60	2.40	2.40	[cm]
i_{barre}	0.15	0.15	0.15	0.15	[m]
n_{strati}	2.00	2.00	2.00	2.00	
$n_{\text{barre/metro}}$	13	13	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.		
Bc	3.00	m
hc	0.72	m
Ac	2.17	m ²

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)	ρ_s (-)	σ_c (MPa)	f_{cd}' (MPa)	ρ_c (-)
SLU	2300	127	127	391	0.32	2.0	8.23	0.25
SLV	5951	328	328	391	0.84	5.3	8.23	0.64

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)	ρ_s (-)	σ_c (MPa)	$f_{cd'}$ (MPa)	ρ_c (-)
SLV	-4892	354	354	391	0.91	5	8.23	0.61

7.3.2.2 Verifica Fessurazione

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

Combinazioni	PEd (KN)	$\sigma_{long.}$ (MPa)	$\sigma_{Trasv.}$ (MPa)	σ_c (MPa)
SLE	1134	77	775	1.2

Non è necessario pertanto procedere alla verifica dell'ampiezza delle fessure nelle due direzioni di orditura delle armature.

8 INCIDENZE ARMATURA

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

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