

## SS.4 - Variante dell'abitato di Monterotondo Scalo - 2° Stralcio

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. RM190

**PROGETTAZIONE: ATI SINTAGMA - GDG - ICARIA**

**IL RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:**

Dott. Ing. Nando Granieri  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A351

**IL PROGETTISTA:**

Elena Bartolucci  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A3217

**IL GEOLOGO:**

Dott. Geol. Giorgio Cerquiglini  
Ordine dei Geologi della Regione Umbria n°108

**IL R.U.P.:**

Dott. Ing.  
Achille Devitofranceschi

**IL COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE:**

Dott. Ing. Filippo Pambianco  
Ordine degli Ingegneri della Prov. di Perugia n° A1373

**IL GRUPPO DI PROGETTAZIONE:**

**MANDATARIA:**

**MANDANTI:**



Dott. Ing. N. Granieri	Dott. Ing. D. Carliaccini	Dott. Ing. V. Rotisciani
Dott. Arch. N. Kamenicky	Dott. Ing. S. Sacconi	Dott. Ing. F. Macchioni
Dott. Ing. V. Truffini	Dott. Ing. F. Aloe	Geom. C. Vischini
Dott. Arch. A. Bracchini	Dott. Ing. V. De Gori	Dott. Ing. V. Piuino
Dott. Ing. F. Durastanti	Dott. Ing. C. Consorti	Dott. Ing. G. Pulli
Dott. Ing. E. Bartolucci	Geom. M. Manzo	Geom. C. Sugaroni
Dott. Geol. G. Cerquiglini		
Geom. S. Scopetta		
Dott. Ing. L. Sbrenna		
Dott. Ing. M. Briganti Botta		
Dott. Ing. E. Sellari		
Dott. Ing. L. Dinelli		
Dott. Ing. L. Nani		
Dott. Ing. F. Pambianco		
Dott. Agr. F. Berti Nulli		



PROTOCOLLO

DATA

## VIADOTTI VIADOTTO PANTANELLA Relazione di calcolo delle Pile 2/2

**CODICE PROGETTO**

**NOME FILE**

REVISIONE

SCALA:

PROGETTO

LIV. PROG.

N. PROG.

DPRM0190

D

20

CODICE ELAB.

T00VI01STRRE02

A

-

<b>A</b>	Emissione		<i>L. Sbrenna</i>	<i>M. Botta</i>	<i>N. Granieri</i>
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



## INDICE

1	INTRODUZIONE	3
1.1	OGGETTO E SCOPO	3
1.2	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
3	MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO PER PALI	7
3.2	CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI	8
3.3	CALCESTRUZZO ELEVAZIONE	9
3.4	ACCIAIO PER ARMATURE	9
3.5	VERIFICA S.L.E.	10
3.5.1	Verifiche alle tensioni	10
3.5.2	Verifiche a fessurazione	10
4	ANALISI E VERIFICHE PILA	12
4.1	GENERALITÀ	12
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE	12
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	12
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	16
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA	17
4.6	ANALISI DEI CARICHI	18
4.6.1	Peso proprio elementi strutturali	18
4.6.2	Carichi trasmessi dall'impalcato	19
4.6.3	Azione del Vento	20
4.6.4	Carichi da traffico verticali	22
4.6.5	Carichi da traffico orizzontali	24
4.6.6	Azione sismica	24
4.6.7	Analisi Dinamica Lineare	28
4.6.8	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali	32
4.7	SOLLECITAZIONI	33
4.7.1	Base pila	33
4.7.2	Plinto di fondazione	35

4.7.3	Pali di fondazione	36
4.8	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	38
4.8.1	Pila	39
4.8.2	Zattera di fondazione	47
4.8.3	Palo di fondazione	49

## **1 INTRODUZIONE**

### **1.1 OGGETTO E SCOPO**

La presente relazione ha per oggetto dell'intervento S.S.4 variante dell'abitato di Monterotondo scalo – 2° Stralcio.

---

MANDATARIA



MANDANTE



**ICARIA**  
società di ingegneri

3 di 55

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) di una delle pile del viadotto **Pantanella**. In particolare si tratterà la pila 9 data la maggiore altezza e il minor numero di pali per la tipologia in esame.

## **1.2 DESCRIZIONE DELL'OPERA**

Il viadotto è composto dalla successione di 3 impalcati a campata multipla, due composti da 44,0+57,0+57,0+57,0+44,0m di luce, ed uno da 44,0+50,0+50,0+44,0m di luce; l'impalcato è costituito da un sistema misto acciaio-calcestruzzo composto da 3 travi in carpenteria metallica e soletta superiore in c.a. collaborante. L'impalcato è protetto tramite isolatori.

Pile e spalle saranno realizzate in c.a. gettato in opera e fondate su pali di grande diametro.

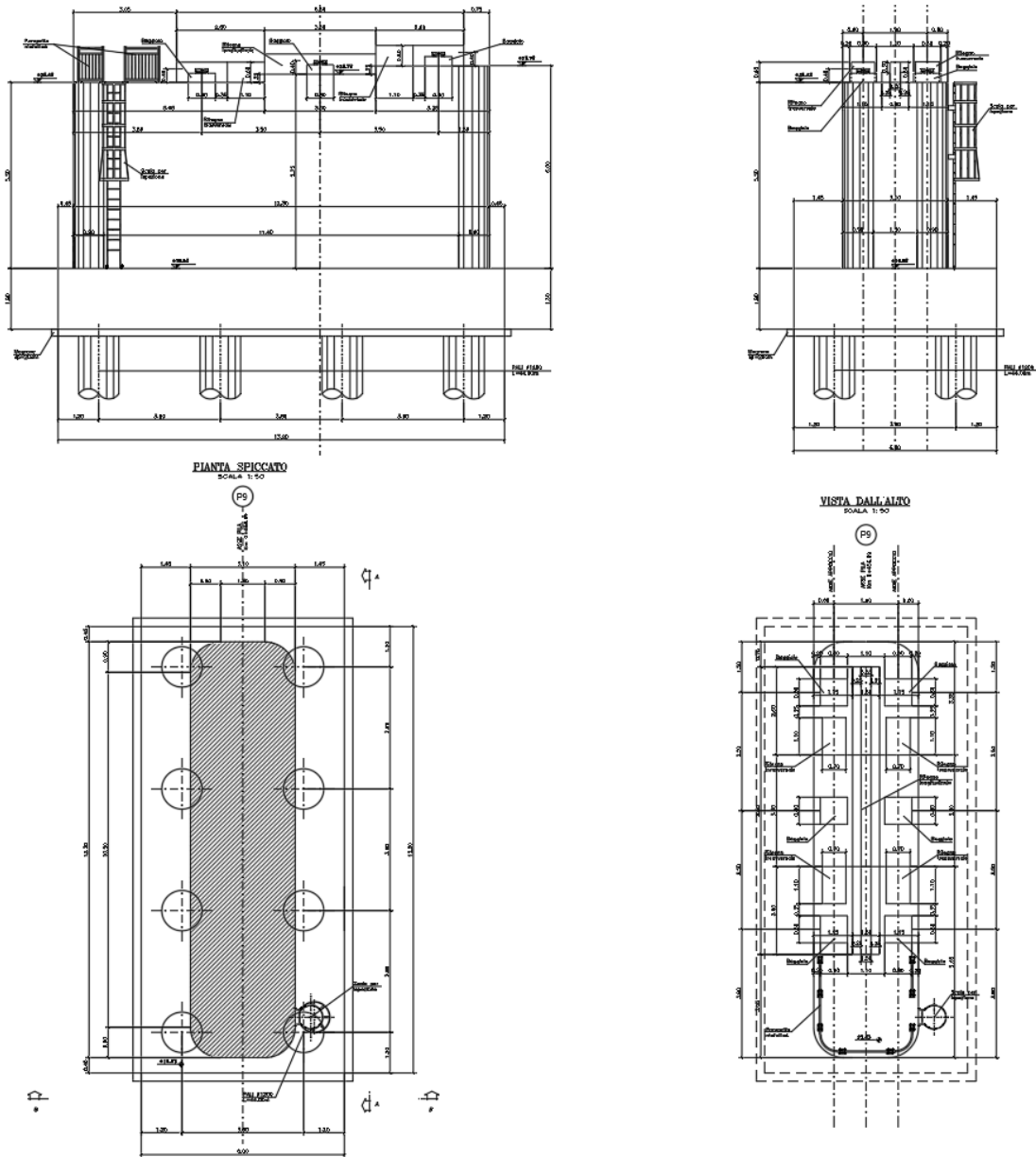


Figura 1.1. Sezione trasversale e pianta

## **2 RIFERIMENTI NORMATIVI**

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

- L. n. 64 del 2/2/1974“Provvedimento per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.
- L. n. 1086 del 5/11/1971“Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010.
- CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.
- UNI EN 206-1:2006 Parte 1: Calcestruzzo-Specificazione, prestazione, produzione e conformità;
- EUROCODICE 2 - Progettazione delle strutture di calcestruzzo
- EUROCODICE 7: progettazione geotecnica
- Eurocodice 8. Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

### 3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

#### 3.1 CALCESTRUZZO PER PALI

Classe di resistenza:	C25/30		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		30	mm
Copriferro		75	mm



### 3.2 CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI

Classe di resistenza:	<b>C25/30</b>		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.07	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	3.33	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	14.1	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.19	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	11.21	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		300	daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		30	mm
Copriferro		40	mm

### 3.3 CALCESTRUZZO ELEVAZIONE

Classe di resistenza:	C32/40		
Resistenza a compressione cubica caratteristica	$R_{ck} =$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica media	$f_{cm} =$	41.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione semplice	$f_{ctm} =$	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione	$f_{ctm} =$	3.72	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico secante medio	$E_{cm} =$	33643	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (5%)	$f_{ctk} =$	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione semplice (95%)	$f_{ctk} =$	4.03	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_c =$	1.5	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLU:	$f_{cd} =$	18.8	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLU:	$f_{ctd} =$	1.45	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLE:</i>	$\gamma_c =$	1.0	
Resistenza di calcolo a compressione cilindrica SLE:	$f_{cd} =$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a trazione semplice (5%) - SLE:	$f_{ctd} =$	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Massime tensioni di compressione in esercizio:			
Combinazione rara	$\sigma_{c,ad} =$	19.92	N/mm <sup>2</sup>
Combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,ad} =$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC4	
Classe di consistenza slump:		S4	
Contenuto minimo di cemento:		340	daN/m <sup>3</sup>
Rapporto A/C		≤ 0.60	
Massima dimensione aggregato		25	mm
Copriferro		55	mm

### 3.4 ACCIAIO PER ARMATURE

#### Acciaio per cemento armato

Acciaio per cemento armato tipo B450C secondo D.M. 17.01.2018, avente le seguenti caratteristiche:

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq$	450	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq$	540	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s =$	2.1E+06	N/mm <sup>2</sup>
<i>Coefficiente di sicurezza SLU:</i>	$\gamma_s =$	1.15	
Resistenza di calcolo SLU:	$f_{sd} =$	391.30	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di calcolo SLE:	$\sigma_{y,ad} =$	360	N/mm <sup>2</sup>

### 3.5 VERIFICA S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attesa, secondo quanto di seguito specificato

#### 3.5.1 Verifiche alle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

##### 4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

##### 4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

La tensione massima,  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$

#### 3.5.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

**Tabella 4.1.III** – *Descrizione delle condizioni ambientali*

<b>CONDIZIONI AMBIENTALI</b>	<b>CLASSE DI ESPOSIZIONE</b>
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

w1= 0.2 mm

w2= 0.3 mm

w3= 0.4 mm

Si adotterà pertanto:

- Condizioni ambientali ordinarie per gli elementi di fondazione
- Condizioni ambientali aggressive per gli elementi in elevazione

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 7/19.

## 4 ANALISI E VERIFICHE PILA

### 4.1 GENERALITÀ

La pila presenta una sezione rettangolare di dimensioni 3.10x 12.30 m, una altezza complessiva di 4.75m.

Il pulvin

o è costituito da una sezione piena di dimensione 3.1x 12.30m ed altezza 1.00m.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.20 m collegate in testa da una platea di spessore 1.80m.

Per le verifiche dei singoli elementi della pila (pali, platea di fondazione ed elevazioni) è stata effettuata un'analisi dei carichi agenti sul piano appoggi e allo spiccatto della fondazione; l'analisi viene riportata nelle pagine seguenti.

Non è svolta una analisi statica per la presenza di isolatori. Essendo il periodo proprio dell'impalcato pari a 2.5s, molto maggiore del periodo proprio della pila, 0.2-0.3s circa, data la scelta fatta di utilizzare isolatori, e per la natura stessa dell'ipotesi di tale approccio, le sottostrutture sono sostanzialmente rigide, e non intervengono nell'atto di moto dell'impalcato (disaccoppiamento struttura -sottostruttura).

### 4.2 MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE

Le sollecitazioni di verifica della pila sono state determinate a partire dai valori delle risultanti delle azioni trasmesse dagli impalcati alla quota degli apparecchi di appoggio alle quali vanno combinate le azioni determinate dalle azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Il modello della struttura è stato implementato in un foglio di calcolo appositamente realizzato per la valutazione delle azioni agenti sulle singole parti della struttura, quali fusto pila e plinto.

Per l'analisi e la verifica del plinto di fondazione, si è utilizzato un modello, a seconda della geometria, di tirante-puntone o trave inflessa.

Per quanto riguarda invece le sollecitazioni sui pali di fondazione a partire dalle azioni risultanti nel baricentro del plinto alla quota di intradosso, sono stati calcolati, per ciascuna combinazione di carico, gli sforzi assiali e di taglio in testa ai pali di fondazione utilizzando il classico modello a piastra rigida.

### 4.3 CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

### 2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Per le verifiche geotecniche si è fatto riferimento alla combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2.

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

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{r1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{r2}$ , $\gamma_{r3}$ , $\gamma_{r4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

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

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

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

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\Psi_0$ di combinazione	Coefficiente $\Psi_1$ (valori frequenti)	Coefficiente $\Psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

**Tab. 6.4.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Nel seguito si riportano le azioni considerate ai fini della valutazione delle sollecitazioni agenti sulle sottostrutture e, quindi, alle verifiche strutturali.





Gli scarichi agli appoggi, riportati nei paragrafi seguenti, fanno riferimento alla seguente terna di assi:

- asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
- asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;
- asse Z coincidente con l'asse verticale del ponte;

Per quanto riguarda la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica, poiché si è adottata un'analisi in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc) sono combinate successivamente applicando l'espressione

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Occorre precisare che con il segno negativo verranno indicate le azioni aventi direzione positiva delle Z (ovvero dirette verso l'alto).

#### **4.4 SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA**

- Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
  - Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
  - Asse Z verticale
- 
- Lunghezze = m
  - Forze = kN

#### 4.5 GEOMETRIA DELLA PILA

Generali			
Peso cls	$\gamma_{cls}$	25	kN/m <sup>3</sup>
Peso terreno	$\gamma_t$	20	kN/m <sup>3</sup>
Altezza appoggio + baggiolo	$h_{ap}$	0.45	m
Pulvino			
Altezza	$H_p$	1.00	m
Lunghezza lungo asse X	$b_p$	3.1	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_p$	12.30	m
Area Sezione		36.60	m <sup>2</sup>
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_p$	0.00	m
Pila			
Altezza	$H_m$	4.75	m
Lunghezza lungo asse X	$b_m$	3.10	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_m$	12.30	m
Area Sezione		36.60	m <sup>2</sup>
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_m$	0.00	m
Distanza asse baggioli- asse pila (sx)	$x_{m1}$	-1.00	m
Distanza asse baggioli- asse pila (dx)	$x_{m2}$	1.00	m
Plinto			
Altezza	$H_f$	1.80	m
Lunghezza lungo asse X	$b_f$	6.00	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_f$	13.20	m
Spessore ricoprimento medio	$h_t$	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		-1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1.00	m

Tabella 4.1 – Dati di input.

#### 4.6 ANALISI DEI CARICHI

##### 4.6.1 Peso proprio elementi strutturali

- Peso proprio strutture

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

Impalcato (sx)			
N° Corsie convenzionali		<b>3</b>	
Lunghezza	L	<b>44</b>	m
Peso Proprio	G <sub>1</sub>	<b>165</b>	kN/m
Permanenti portati	G <sub>2</sub>	<b>50</b>	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	<b>3</b>	
Reazione appoggio i = (G <sub>1</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	1210	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	367	kN

Impalcato (dx)			
N° Corsie convenzionali		<b>3</b>	
Lunghezza	L	<b>44</b>	m
Peso Proprio	G1	<b>165</b>	kN/m
Permanenti portati	G2	<b>50</b>	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	<b>3</b>	
Reazione appoggio i = (G <sub>1</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	1210	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	367	kN

Si prevede un peso del palo da 200kg. Per quanto riguarda il carico accidentale da manutenzione (tipo H), essendo il coefficiente di combinazione  $\psi_0$  nullo, verrà trascurato in quanto non dimensionante.

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

I carichi del traffico vengono dedotti dal modello FEM dell'impalcato. Sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente. Si considera un attrito degli appoggi pari al 3%.

Appoggio	A			B			C			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio G1	1210			1210			1210			0.00
Permanenti G2	367			367			367			0.00
										0.00
Comb. Nmax Q1	644			737			239			0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura		20			20			20		2.85
Comb. Nmax Q4 centrifuga			46			46			46	2.85
Comb. Nmax Q folla										0.00
Comb. MTmax Q1	873			372			-48			0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura		20			20			20		2.85
Comb. MTmax Q4 centrifuga			46			46			46	2.85
Comb. MTmax Q folla										0.00
Comb. MLmax Q1										0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura		20			20			20		2.85
Comb. MLmax Q4 centrifuga			46			46			46	2.85
Comb. MLmax Q folla										0.00
Vento Ponte Scarico						192				2.85
Vento Ponte Carico						288				2.85
Attrito permanente		47	47		47	47		47	47	0.00
Attrito carichi mobili		26	26		22	22		7	7	0.00

Appoggio	A			B			C			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio G1	1210			1210			1210			0.00
Permanenti G2	367			367			367			0.00
										0.00
Comb. Nmax Q1	644			737			239			0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura		17			17			17		2.85
Comb. Nmax Q4 centrifuga			46			46			46	2.85
Comb. Nmax Q folla										0.00
Comb. MTmax Q1	873			372			-48			0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura		17			17			17		2.85
Comb. MTmax Q4 centrifuga			46			46			46	2.85
Comb. MTmax Q folla										0.00
Comb. MLmax Q1	800			1025			451			0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura		17			17			17		2.85
Comb. MLmax Q4 centrifuga			46			46			46	2.85
Comb. MLmax Q folla										0.00
Vento Ponte Scarico						192				2.85
Vento Ponte Carico						288				2.85
Attrito permanente		47	47		47	47		47	47	0.00
Attrito carichi mobili		26	26		31	31		14	14	0.00

4.6.3 Azione del Vento

**Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005**

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	180	180	m
Zona	Z	3	3	
Parametri	Vb,0	27	27	m/s
Parametri	a0	500	500	m
Parametri	ks	0.37	0.37	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(a_s/a_0 - 1))$	27	27	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	100	100	anni
	αR	1.04	1.04	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	28.06	28.06	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2$	0.49	0.49	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	

**Vento su impalcato**

Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	10	10	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.35	2.35	
Larghezza impalcato	b	11.1	11.1	m
Altezza impalcato	h1	2.85	2.85	m
Altezza veicolo o parapetto	h2	1.5	3	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	4.35	5.85	m
Rapporto di forma	b/dtot	2.55	1.90	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.73	1.93	

**Riepilogo**

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.49	0.49	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.35	2.35	
Coefficiente di forza	cfx	1.73	1.93	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	4.35	5.85	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	8.7	13.1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.01	2.23	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	8.7	13.1	kN/m

**Vento impalcato a ponte scarico**

		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	8.7	8.7	kN/m
Luce impalcato	L	44	44	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	192	192	kN/m

**Vento impalcato a ponte carico**

Forza statica equivalente	f	13.1	13.1	kN/m
Luce impalcato	L	44	44	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	288	288	kN/m

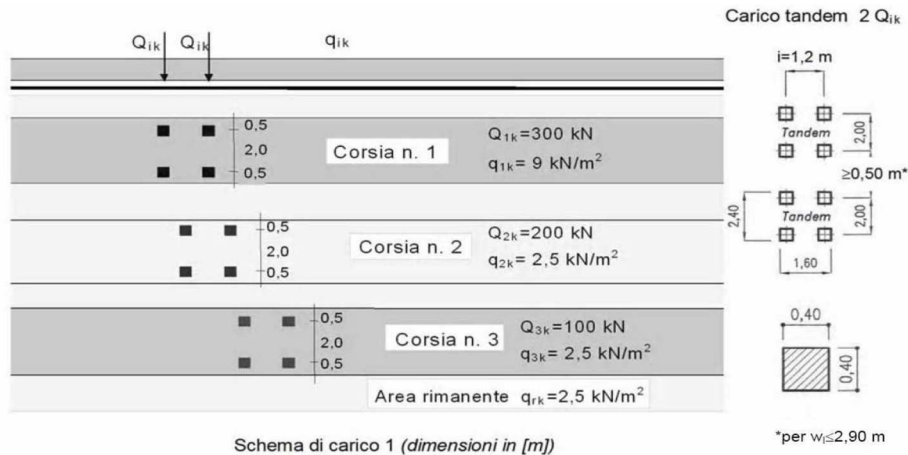
**Vento su Pila e Pulvino**

Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per pila e pulvino (EC punto 7.6(2))	z	5.75	5.75	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.01	2.01	
		<b>dir.x</b>	<b>dir.x</b>	
Altezza (dir.z)	h	1.00	4.75	m
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	12.30	12.30	m
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	3.1	3.1	m
Rapporto di forma	d/b	0.25	0.25	
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.07	2.07	
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1	1	m
Rapporto di forma II	r/b	0.08	0.08	
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.80	0.80	
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	1.64	1.64	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	12.3	58.425	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	20	96	kN
		<b>dir.y</b>	<b>dir.y</b>	
Altezza (dir.z)	h	1.00	4.75	m
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	3.1	3.1	m
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	12.3	12.3	m
Rapporto di forma	d/b	3.97	3.97	
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	1.17	1.17	
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1	1	m
Rapporto di forma II	r/b	0.32	0.32	
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.50	0.50	
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	0.58	0.58	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	3.1	14.725	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	2	9	kN
<b>Riepilogo</b>				
<b>Vento x</b>				
Pulvino	F	20	kN	
Pila	F	96	kN	
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	5.75	m	
Forza totale	F Tot	116	kN	
<b>Vento y</b>				
Pulvino	F	2	kN	
Pila	F	9	kN	
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	5.75	m	
Forza totale	F Tot	10	kN	

4.6.4 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico veicolare.

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

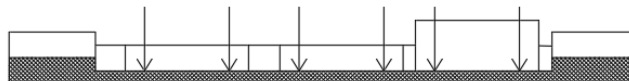
Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

Sui marciapiedi si applica lo Schema di Carico 5 (folla) con valore  $q = 5\text{ kN/mq}$ .

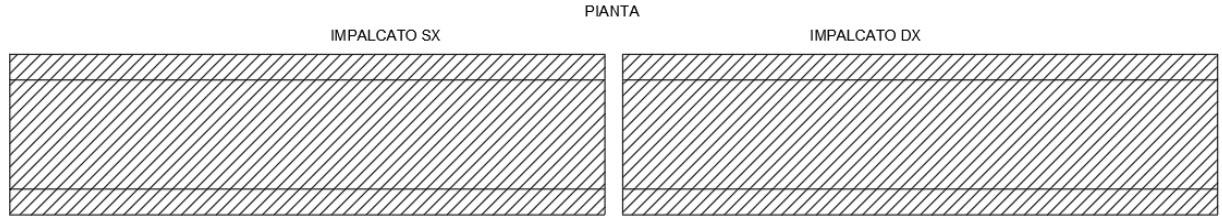
Di seguito si farà riferimento alle tre condizioni di carico seguenti:

- N max, massimo sforzo normale per la pila: il carico è presente su entrambi gli impalcati, con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

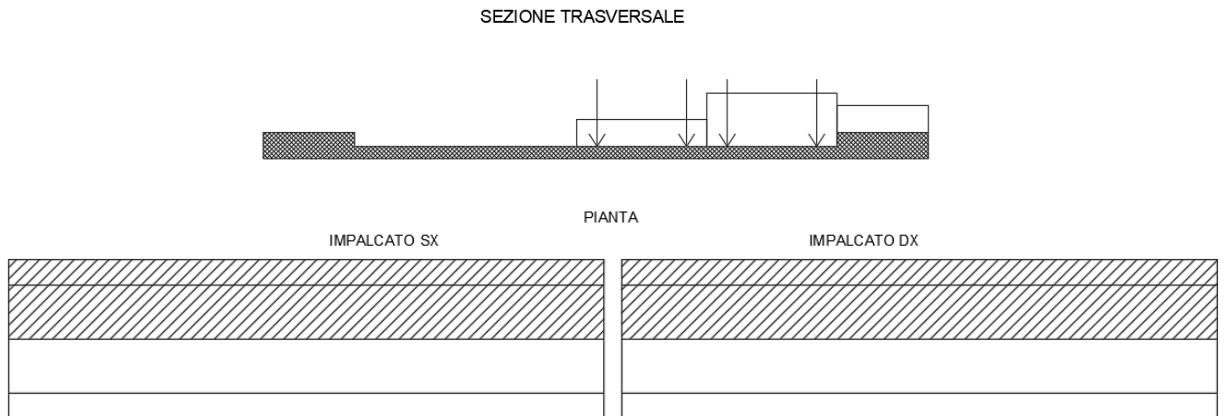
SEZIONE TRASVERSALE



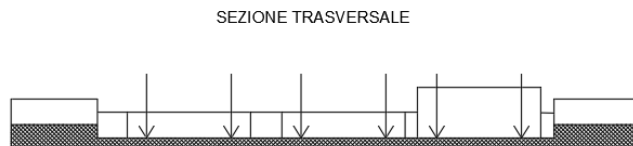
Relazione di calcolo delle Pile 2/2



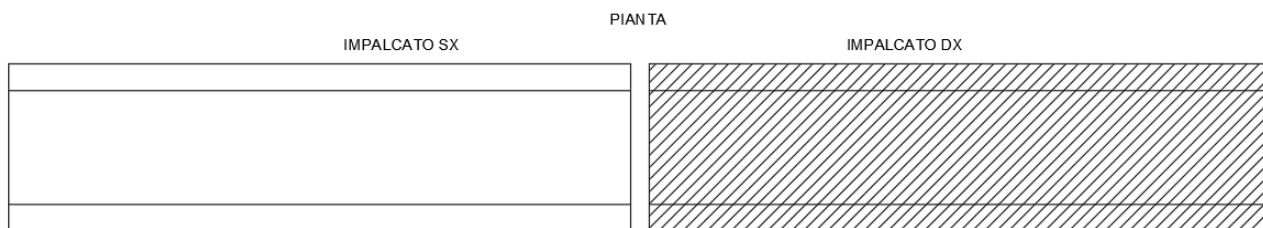
- **Mt max**, massimo momento lungo l'asse x (direzione di marcia): il carico è presente su entrambi gli impalcati, ma solo da un lato della carreggiata. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:



- **ML max**, massimo momento lungo l'asse y: il carico è presente su un solo impalcato, con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:







#### 4.6.5 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	256	m
q3	1051	kN
q3 (filtrata)	900	kN

Centrifuga		
Raggio planimetrico	350	m
n° corsie	3	
Qv	1200	kN
q4	137	kN

#### 4.6.6 Azione sismica

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

- Valori di progetto

Sulla base delle indicazioni delle NTC2018 si assumono i seguenti valori per determinare l'azione sismica di riferimento nel comune di Monterotondo interessato dall'opera:

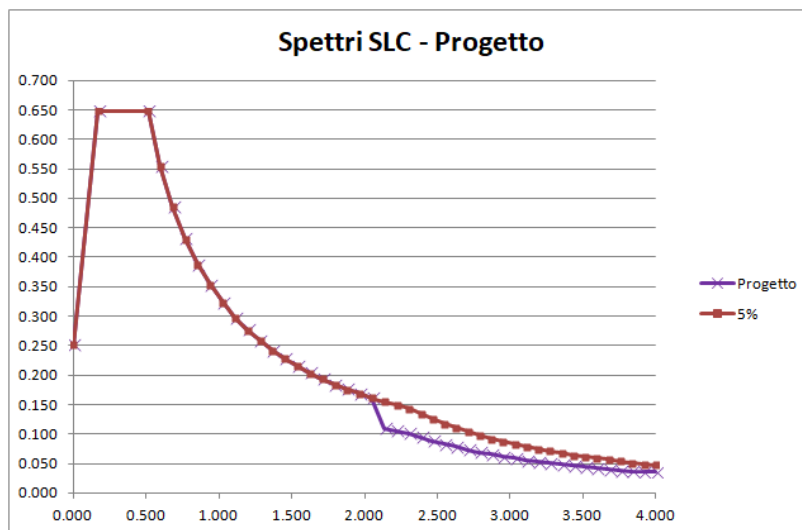
- vita nominale:  $VN = 50$  anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari)
- coefficiente d'uso:  $CU = 2$
- periodo di riferimento:  $VR = VN \times CU = 100$  anni:
- stato limite ultimo di salvaguardia della vita,  $SLV$
- probabilità di superamento associata allo stato limite  $SLV$ :  $PVR = 10\%$  periodo di ritorno:  $TR = VR / \ln(1 - PVR) = 949$  anni
- categoria di sottosuolo: C
- categoria topografica: T1

I parametri sismici principali sono riassunti nella seguente Tabella 4-2 (le accelerazioni di riferimento sono riportate all'allegato 2 del DM2008 cui il DM2018 rimanda).

Tabella 4-2 – Valori dei parametri per la definizione del sisma di progetto

SLATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLO	60	0.057	2.562	0.277
SLD	101	0.068	2.575	0.290
SLV	949	0.143	2.572	0.332
SLC	1950	0.177	2.567	0.341

L'impalcato è protetto tramite isolatori in gomma armata.



- Calcolo dell'azione sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle Normative. Qualora le ipotesi non siano soddisfatte, si è fatto riferimento ad una Analisi Dinamica Modale, attraverso la costruzione di un modello tridimensionale agli Elementi Finiti.

I Fattori di struttura utilizzati sono:

- Per l'azione sismica orizzontale si adotta  $q=1$
- Per l'azione sismica verticale si adotta  $q=1$

Condizione Sismica			
Massa sismica impalcato dir x	$m_{ix}$	10108	kN
Massa efficace pila dir x	$m_{px}$	2364	kN
Massa complessiva dir x	$m_{ix} + m_{px}$	12472	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	$m_{ix}/5$	2022	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	$m_{iy}$	10108	kN
Massa efficace pila dir. Y	$m_{py}$	2364	kN
Massa complessiva dir. Y	$m_{iy} + m_{py}$	12472	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	$m_{iy}/5$	2022	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	$m_{iz}$	10108	kN
Massa efficace pila dir. Z	$m_{pz}$	2364	kN
Massa complessiva dir. Z	$m_{iz} + m_{pz}$	12472	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	$m_{iz}/5$	2022	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	$J_{yy}$	<b>30.5</b>	$m^4$
Inerzia Pila asse x	$J_{xx}$	<b>480.7</b>	$m^4$
Area Pila	$A_p$	36.60	$m^2$
Rigidezza Pila asse y	$K_y$	4752791775	N/m
Rigidezza Pila asse x	$K_x$	74823087157	N/m
rigidezza Pila asse z	$K_z$	2.10052E+11	N/m
Periodo x	$T_x$	<b>0.10</b>	s
Periodo y	$T_y$	<b>0.03</b>	s
Periodo z	$T_z$	<b>0.02</b>	s

Accelerazione orizzontale Se(Tx) direzione x	$a_{\underline{g}}$ x	<b>0.54</b>	
Accelerazione orizzontale Se(Ty) direzione y	$a_{\underline{g}}$ y	<b>0.54</b>	
Accelerazione Verticale Se(Tz) direzione z	$a_{\underline{g}}$ z	<b>0.11</b>	
<b>q=1.5</b>			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	$a_{\underline{g}}$ x	0.36	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	$a_{\underline{g}}$ y	0.36	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	$a_{\underline{g}}$ z	0.11	
<b>q=1.36</b>			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	$a_{\underline{g}}$ x	0.40	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	$a_{\underline{g}}$ y	0.40	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	$a_{\underline{g}}$ z	0.11	
<b>q=1</b>			
Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	$a_{\underline{g}}$ x	0.54	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	$a_{\underline{g}}$ y	0.54	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	$a_{\underline{g}}$ z	0.11	
<b>Condizione Sismica - Taglianti Totali</b>			
<b>q=1.5</b>			
Tagliante direzione x	F x	4523	kN
Tagliante direzione y	F y	4523	kN
Tagliante direzione z	F z	1319	kN
<b>q=1.36</b>			
Tagliante direzione x	F x	4988	kN
Tagliante direzione y	F y	4988	kN
Tagliante direzione z	F z	1319	kN
<b>q=1</b>			
Tagliante direzione x	F x	6784	kN
Tagliante direzione y	F y	6784	kN
Tagliante direzione z	F z	1319	kN

4.6.7 Analisi Dinamica Lineare

Non essendo soddisfatti i criteri per l'analisi statica si svolge una Analisi Dinamica Lineare.

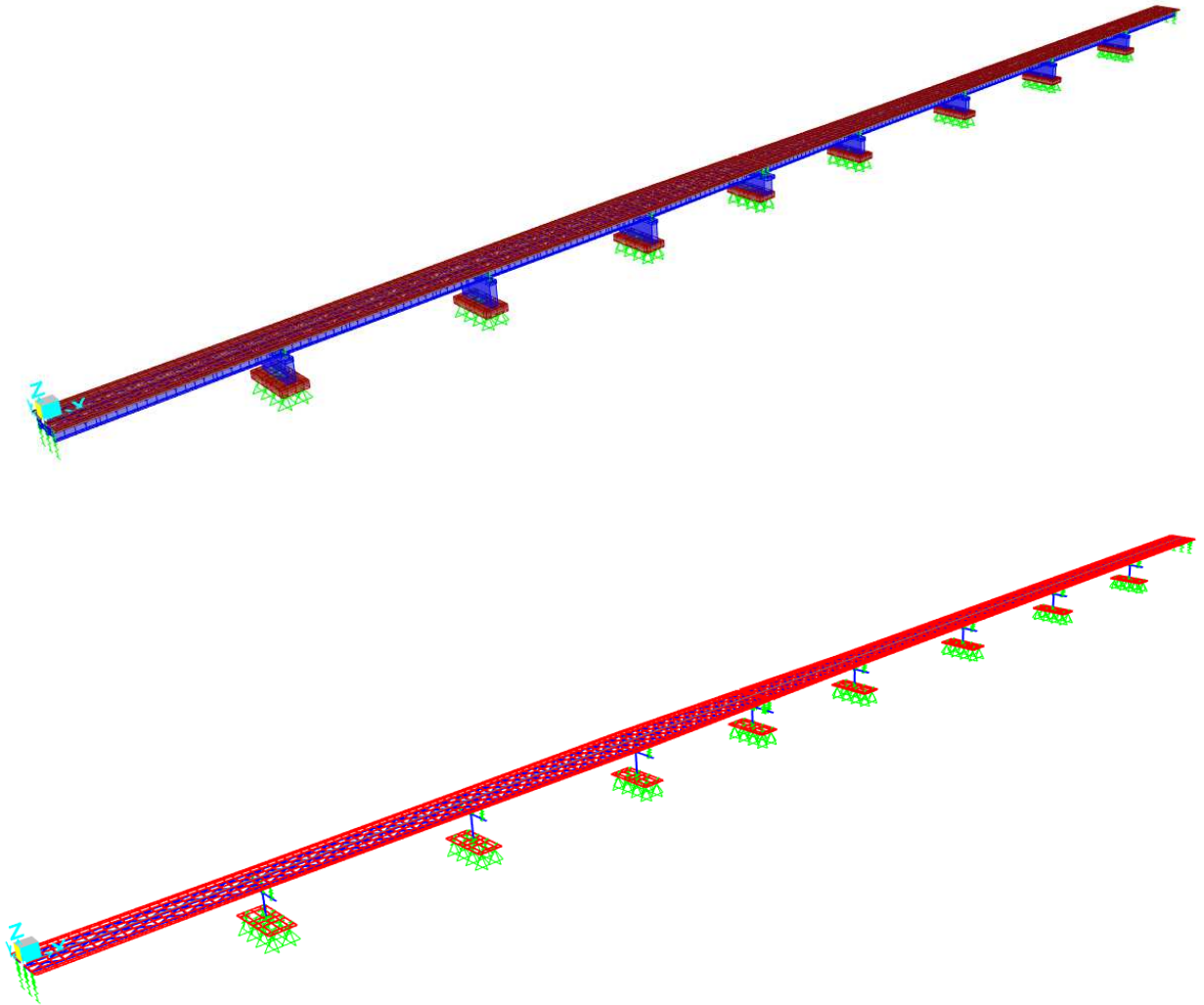


Figura 4.1. Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

TABLE: Modal Participating Mass

MANDATARIA



MANDANTE



**ICARIA**  
società di ingegneri

Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.50	0%	42%	0%	0%	42%	0%	5%	0%	23%	5%	0%	23%
MODAL	Mode	2	2.49	0%	28%	0%	0%	70%	0%	3%	0%	18%	8%	0%	42%
MODAL	Mode	3	2.49	42%	0%	0%	42%	70%	0%	0%	0%	0%	8%	0%	42%
MODAL	Mode	4	2.46	33%	0%	0%	75%	70%	0%	0%	0%	0%	8%	0%	42%
MODAL	Mode	5	2.38	0%	0%	0%	75%	70%	0%	0%	0%	20%	8%	0%	62%
MODAL	Mode	6	2.31	0%	4%	0%	75%	74%	0%	1%	0%	19%	9%	0%	80%
MODAL	Mode	7	1.45	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	9%	0%	81%
MODAL	Mode	8	0.81	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	9%	0%	81%
MODAL	Mode	9	0.66	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	9%	0%	81%
MODAL	Mode	10	0.60	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	9%	0%	81%
MODAL	Mode	11	0.59	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	9%	0%	81%
MODAL	Mode	12	0.49	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	9%	0%	81%
MODAL	Mode	13	0.49	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	9%	0%	81%
MODAL	Mode	14	0.49	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	9%	0%	81%
MODAL	Mode	15	0.48	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	9%	0%	81%
MODAL	Mode	16	0.41	0%	0%	0%	75%	75%	0%	3%	0%	0%	12%	0%	81%
MODAL	Mode	17	0.39	0%	0%	0%	75%	75%	0%	0%	0%	0%	12%	0%	81%
MODAL	Mode	18	0.38	0%	0%	1%	75%	75%	1%	0%	1%	0%	12%	1%	81%
MODAL	Mode	19	0.38	0%	0%	3%	75%	75%	3%	0%	2%	0%	12%	2%	81%
MODAL	Mode	20	0.35	0%	0%	0%	75%	75%	3%	0%	0%	0%	12%	2%	81%
MODAL	Mode	21	0.33	0%	0%	0%	75%	75%	3%	5%	0%	0%	17%	2%	81%
MODAL	Mode	22	0.32	0%	0%	0%	75%	75%	3%	0%	0%	0%	17%	2%	81%
MODAL	Mode	23	0.32	0%	0%	0%	75%	75%	3%	12%	0%	0%	29%	2%	81%
MODAL	Mode	24	0.31	0%	0%	0%	75%	75%	3%	0%	0%	0%	29%	2%	81%
MODAL	Mode	25	0.31	0%	0%	1%	75%	75%	4%	0%	16%	0%	29%	18%	81%
MODAL	Mode	26	0.30	0%	0%	27%	75%	75%	31%	0%	13%	0%	29%	32%	81%
MODAL	Mode	27	0.30	0%	0%	0%	75%	75%	31%	0%	3%	0%	29%	34%	81%
MODAL	Mode	28	0.27	0%	0%	0%	75%	75%	31%	18%	0%	0%	48%	34%	81%
MODAL	Mode	29	0.25	0%	0%	22%	75%	75%	53%	0%	23%	0%	48%	57%	81%
MODAL	Mode	30	0.22	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	57%	81%
MODAL	Mode	31	0.19	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	57%	81%
MODAL	Mode	32	0.17	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	57%	81%
MODAL	Mode	33	0.17	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	57%	81%
MODAL	Mode	34	0.17	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	1%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	35	0.16	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	36	0.16	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	37	0.15	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	38	0.15	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	39	0.15	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	40	0.14	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	41	0.14	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	42	0.13	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	43	0.12	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	44	0.12	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	45	0.12	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	46	0.12	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	47	0.11	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	48	0.11	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	49	0.11	0%	0%	0%	75%	75%	53%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	50	0.11	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	51	0.11	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	52	0.11	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	53	0.11	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	54	0.10	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	55	0.10	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	56	0.10	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	57	0.10	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	58	0.10	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	59	0.10	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	60	0.10	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	61	0.10	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	48%	58%	81%
MODAL	Mode	62	0.10	0%	0%	0%	75%	75%	54%	2%	0%	0%	50%	58%	81%
MODAL	Mode	63	0.09	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	50%	58%	81%

**Relazione di calcolo delle Pile 2/2**

MODAL	Mode	64	0.09	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	50%	58%	81%
MODAL	Mode	65	0.09	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	50%	58%	81%
MODAL	Mode	66	0.09	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	50%	59%	81%
MODAL	Mode	67	0.09	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	50%	59%	81%
MODAL	Mode	68	0.09	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	50%	59%	81%
MODAL	Mode	69	0.09	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	50%	59%	81%
MODAL	Mode	70	0.08	0%	0%	0%	75%	75%	54%	0%	0%	0%	50%	59%	81%
MODAL	Mode	71	0.08	0%	0%	3%	75%	75%	57%	0%	2%	0%	50%	61%	81%
MODAL	Mode	72	0.08	0%	0%	0%	75%	75%	57%	1%	0%	0%	52%	61%	81%
MODAL	Mode	73	0.08	0%	0%	0%	75%	75%	57%	0%	0%	0%	52%	61%	81%
MODAL	Mode	74	0.07	0%	0%	0%	75%	75%	57%	0%	0%	0%	52%	61%	81%
MODAL	Mode	75	0.07	0%	0%	0%	75%	75%	57%	1%	0%	0%	54%	61%	81%
MODAL	Mode	76	0.07	0%	0%	1%	75%	75%	58%	0%	1%	0%	54%	62%	81%
MODAL	Mode	77	0.07	0%	0%	0%	75%	75%	58%	0%	0%	0%	54%	62%	81%
MODAL	Mode	78	0.07	0%	0%	1%	75%	75%	59%	0%	0%	0%	54%	63%	81%
MODAL	Mode	79	0.07	0%	0%	0%	75%	75%	59%	0%	0%	0%	54%	63%	81%
MODAL	Mode	80	0.07	0%	0%	0%	75%	75%	59%	2%	0%	0%	56%	63%	81%
MODAL	Mode	81	0.07	0%	0%	3%	75%	75%	62%	0%	0%	0%	56%	63%	81%
MODAL	Mode	82	0.07	0%	0%	0%	75%	75%	62%	0%	0%	0%	56%	63%	81%
MODAL	Mode	83	0.06	0%	0%	0%	75%	75%	62%	0%	1%	0%	56%	64%	81%
MODAL	Mode	84	0.06	0%	0%	0%	75%	75%	62%	0%	0%	0%	56%	64%	81%
MODAL	Mode	85	0.06	0%	0%	0%	75%	75%	62%	1%	0%	0%	56%	64%	81%
MODAL	Mode	86	0.06	0%	0%	0%	75%	75%	62%	0%	0%	0%	56%	64%	81%
MODAL	Mode	87	0.05	0%	0%	0%	75%	75%	62%	1%	0%	0%	57%	64%	81%
MODAL	Mode	88	0.05	2%	0%	0%	76%	75%	62%	0%	0%	0%	57%	64%	81%
MODAL	Mode	89	0.05	0%	0%	1%	76%	75%	64%	0%	0%	0%	57%	64%	81%
MODAL	Mode	90	0.05	1%	0%	0%	77%	75%	64%	0%	0%	0%	57%	64%	81%
MODAL	Mode	91	0.05	1%	0%	0%	79%	75%	64%	0%	0%	0%	57%	64%	81%
MODAL	Mode	92	0.05	0%	0%	2%	79%	75%	66%	0%	0%	0%	58%	65%	81%
MODAL	Mode	93	0.05	0%	0%	0%	79%	75%	66%	1%	0%	0%	58%	65%	81%
MODAL	Mode	94	0.05	1%	0%	0%	80%	75%	66%	0%	0%	0%	58%	65%	81%
MODAL	Mode	95	0.05	0%	0%	0%	80%	75%	66%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	96	0.04	0%	0%	1%	80%	75%	67%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	97	0.04	3%	0%	0%	83%	75%	67%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	98	0.04	3%	0%	0%	86%	75%	67%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	99	0.04	0%	0%	0%	86%	75%	67%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	100	0.04	0%	0%	0%	86%	75%	67%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	101	0.03	0%	0%	2%	86%	75%	69%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	102	0.03	0%	0%	0%	86%	75%	69%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	103	0.03	0%	0%	0%	86%	75%	69%	1%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	104	0.03	0%	0%	0%	87%	75%	69%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	105	0.03	3%	0%	0%	89%	75%	69%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	106	0.03	0%	0%	2%	89%	75%	71%	0%	0%	0%	59%	65%	81%
MODAL	Mode	107	0.02	0%	0%	0%	89%	75%	71%	0%	0%	0%	60%	65%	81%
MODAL	Mode	108	0.02	0%	0%	0%	89%	75%	71%	0%	0%	0%	60%	65%	81%
MODAL	Mode	109	0.02	0%	0%	2%	89%	75%	73%	0%	0%	0%	60%	65%	81%
MODAL	Mode	110	0.02	0%	0%	1%	90%	75%	73%	0%	0%	0%	60%	65%	81%
MODAL	Mode	111	0.02	0%	5%	0%	90%	79%	73%	2%	0%	5%	62%	65%	85%
MODAL	Mode	112	0.02	0%	1%	0%	90%	80%	73%	0%	0%	0%	62%	65%	86%
MODAL	Mode	113	0.01	0%	3%	0%	90%	83%	73%	1%	0%	3%	63%	65%	89%
MODAL	Mode	114	0.01	0%	7%	0%	90%	90%	73%	2%	0%	3%	65%	65%	92%
MODAL	Mode	115	0.01	0%	0%	3%	90%	90%	76%	0%	0%	0%	65%	65%	92%
MODAL	Mode	116	0.01	1%	0%	0%	91%	90%	76%	0%	0%	0%	65%	65%	92%
MODAL	Mode	117	0.01	0%	0%	14%	91%	90%	90%	0%	0%	0%	65%	65%	92%
MODAL	Mode	118	0.01	0%	1%	0%	91%	91%	90%	4%	0%	1%	69%	65%	93%
MODAL	Mode	119	0.01	0%	0%	0%	91%	91%	91%	2%	0%	0%	70%	65%	93%
MODAL	Mode	120	0.00	0%	0%	0%	91%	91%	91%	0%	0%	0%	70%	66%	93%

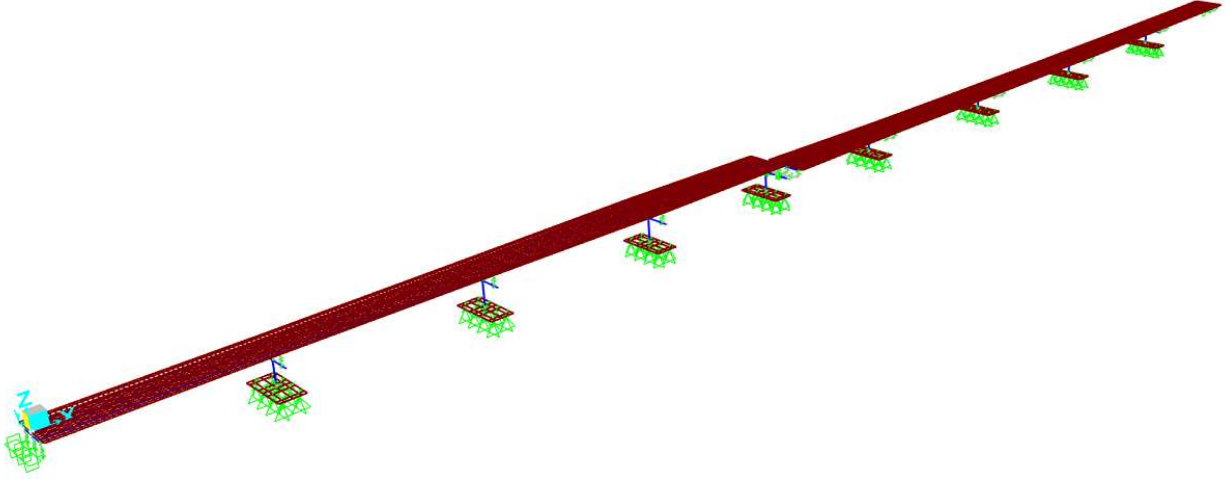


Figura 4.2. Modello FEM – Analisi Modale Modo 1

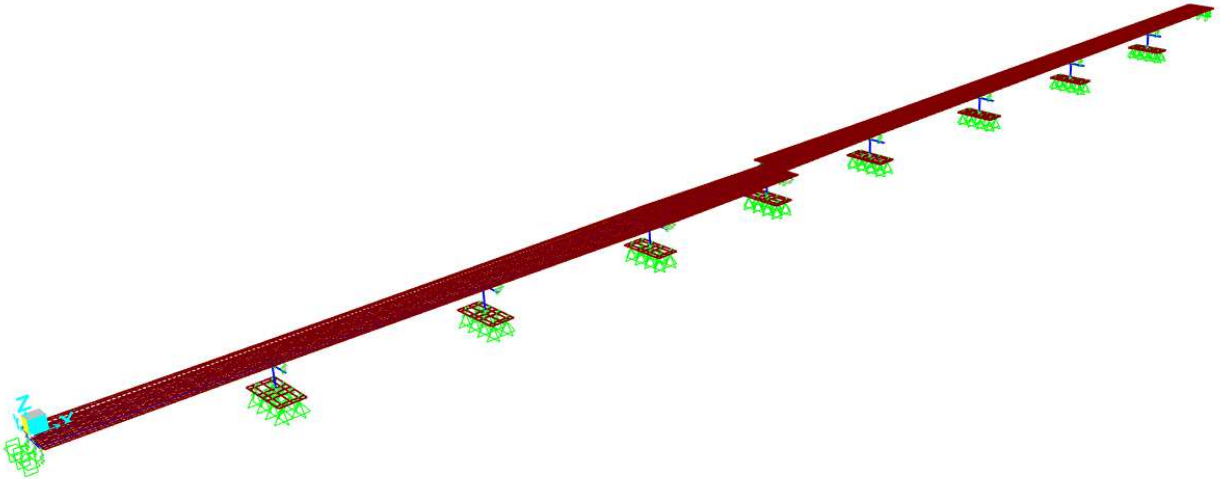


Figura 4.3. Modello FEM – Analisi Modale Modo 2



#### 4.6.8 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate, in fase statica, nell'ipotesi di platea di fondazione rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove

N, M<sub>l</sub>, M<sub>t</sub> sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata, n è il numero di pali e J<sub>l</sub>, J<sub>t</sub> sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

$$J_l = \sum y_i^2 \quad J_t = \sum x_i^2$$

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio di ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove H<sub>l</sub>, H<sub>t</sub> sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

In fase sismica le sollecitazioni agenti in testa palo sono lette direttamente dal modello tridimensionale.

#### 4.7 SOLLECITAZIONI

##### 4.7.1 Base pila

#### CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA

	Nz [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	19110	514	971	27177	3186
A2 - SLU - MT max gr.1	18137	514	971	30163	3186
A2 - SLU - ML max gr.1	18001	604	963	23945	6322
A2 - SLU - N max gr.2	18178	641	971	25244	4341
A2 - SLU - MT max gr.2	17449	641	971	27484	4341
A2 - SLU - ML max gr.2	17347	732	963	22808	6823
A2 - SLU - N max gr.3	18178	514	1289	28116	3186
A2 - SLU - MT max gr.3	17449	514	1289	30356	3186
A2 - SLU - ML max gr.3	17347	604	1281	25681	5668
A2 - SLU - Vento ponte scarico	15384	519	882	19030	3152
A2 - SLU - N max gr.1	18449	429	886	25856	2658
A2 - SLU - MT max gr.1	17476	429	886	28842	2658
A2 - SLU - ML max gr.1	17341	519	878	22624	5794
A2 - SLU - N max gr.2	17518	556	886	23923	3813
A2 - SLU - MT max gr.2	16788	556	886	26163	3813
A2 - SLU - ML max gr.2	16686	647	878	21487	6295
A2 - SLU - N max gr.3	17518	429	1203	26796	2658
A2 - SLU - MT max gr.3	16788	429	1203	29035	2658
A2 - SLU - ML max gr.3	16686	519	1195	24360	5140
A2 - SLU - Vento ponte scarico	14723	434	796	17709	2624
A1 - SLU - N max gr.1	24581	596	1123	33240	3694
A1 - SLU - MT max gr.1	23439	596	1123	36745	3694
A1 - SLU - ML max gr.1	23279	700	1114	29446	7365
A1 - SLU - N max gr.2	23487	746	1123	30971	5050
A1 - SLU - MT max gr.2	22631	746	1123	33600	5050
A1 - SLU - ML max gr.2	22511	850	1114	28112	7953
A1 - SLU - N max gr.3	23487	596	1496	34343	3694
A1 - SLU - MT max gr.3	22631	596	1496	36972	3694
A1 - SLU - ML max gr.3	22511	700	1487	31484	6597
A1 - SLU - Vento ponte scarico	20207	769	1187	24721	4691
A1 - SLU - N max gr.1	19097	454	982	27989	2814
A1 - SLU - MT max gr.1	17955	454	982	31495	2814
A1 - SLU - ML max gr.1	17796	558	972	24196	6485
A1 - SLU - N max gr.2	18004	604	982	25720	4170
A1 - SLU - MT max gr.2	18004	604	982	25720	4170
A1 - SLU - ML max gr.2	17147	708	972	28296	4769
A1 - SLU - N max gr.3	17028	604	982	22915	6475
A1 - SLU - MT max gr.3	18004	454	1354	29092	2814
A1 - SLU - ML max gr.3	17147	558	1345	31668	3413
A1 - SLU - Vento ponte scarico	17028	627	1360	26323	6116

Relazione di calcolo delle Pile 2/2

SLE Rara - N max gr.1	14723	284	866	18363	1760
SLE Rara - MT max gr.1	17963	410	762	23781	2541
SLE Rara - ML max gr.1	17117	479	755	26343	2940
SLE Rara - N max gr.2	16999	410	762	21011	4817
SLE Rara - MT max gr.2	17153	521	762	22101	3545
SLE Rara - ML max gr.2	16519	590	755	24013	3944
SLE Rara - N max gr.3	16430	521	762	20023	5252
SLE Rara - MT max gr.3	17153	410	1038	24598	2541
SLE Rara - ML max gr.3	16519	479	1031	26510	2940
SLE Rara - Vento ponte scarico	16430	525	1042	22544	4913
SLE Freq. - N max gr.1	17153	378	378	18742	2346
SLE Freq. - MT max gr.1	16519	378	378	20690	2346
SLE Freq. - ML max gr.1	16430	378	378	16664	4053
SLE Freq. - N max gr.2	16546	462	378	17482	3099
SLE Freq. - MT max gr.2	16070	462	378	18942	3099
SLE Freq. - ML max gr.2	16004	462	378	15923	4379
SLE Freq. - N max gr.3	16546	378	585	19355	2346
SLE Freq. - MT max gr.3	16070	378	585	20816	2346
SLE Freq. - ML max gr.3	16004	378	585	17797	3626
SLE Freq. - Vento ponte scarico	14723	307	363	13821	1893
SLE Q.P. - ML max gr.3	14723	410	410	13895	2541

Tabella 4.3 – Sollecitazioni della base della pila – Analisi Statica.

TABLE: Element Forces - Frames										
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1034	0	EX	Combination	Max	-13214	400	1413	1215	7889	12367
1034	0	EX	Combination	Min	-13765	-400	-1406	-1206	-7895	6211
1034	0	EY	Combination	Max	-13182	1288	438	488	2483	18678
1034	0	EY	Combination	Min	-13797	-1288	-431	-479	-2490	-100
1034	0	EZ	Combination	Max	-12654	409	465	512	2826	12874
1034	0	EZ	Combination	Min	-14325	-409	-457	-503	-2832	5704

Tabella 4.4 – Sollecitazioni della base della pila Dinamica.

4.7.2 Plinto di fondazione

Nella tabella che segue sono indicati la risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA  
INTRADOSSO FONDAZIONE**

	<b>Nz [kN]</b>	<b>Tx [kN]</b>	<b>Ty [kN]</b>	<b>Mx [kN*m]</b>	<b>My [kN*m]</b>
A2 - SLU - N max gr.1	23742	514	971	28925	4111
A2 - SLU - MT max gr.1	22769	514	971	31911	4111
A2 - SLU - ML max gr.1	22633	604	963	25678	7409
A2 - SLU - N max gr.2	22810	641	971	26992	5496
A2 - SLU - MT max gr.2	22080	641	971	29232	5496
A2 - SLU - ML max gr.2	21979	732	963	24542	8140
A2 - SLU - N max gr.3	22810	514	1289	30436	4111
A2 - SLU - MT max gr.3	22080	514	1289	32675	4111
A2 - SLU - ML max gr.3	21979	604	1281	27986	6755
A2 - SLU - Vento ponte scarico	20016	519	882	20617	4087
A2 - SLU - N max gr.1	22835	429	886	27451	3430
A2 - SLU - MT max gr.1	21862	429	886	30437	3430
A2 - SLU - ML max gr.1	21726	519	878	24204	6728
A2 - SLU - N max gr.2	21903	556	886	25518	4815
A2 - SLU - MT max gr.2	21173	556	886	27758	4815
A2 - SLU - ML max gr.2	21072	647	878	23068	7459
A2 - SLU - N max gr.3	21903	429	1203	28962	3430
A2 - SLU - MT max gr.3	21173	429	1203	31201	3430
A2 - SLU - ML max gr.3	21072	519	1195	26512	6074
A2 - SLU - Vento ponte scarico	19109	434	796	19143	3406
A1 - SLU - N max gr.1	30624	596	1123	35262	4766
A1 - SLU - MT max gr.1	29482	596	1123	38768	4766
A1 - SLU - ML max gr.1	29323	700	1114	31452	8625
A1 - SLU - N max gr.2	29531	746	1123	32993	6392
A1 - SLU - MT max gr.2	28674	746	1123	35622	6392
A1 - SLU - ML max gr.2	28555	850	1114	30118	9483
A1 - SLU - N max gr.3	29531	596	1496	37036	4766
A1 - SLU - MT max gr.3	28674	596	1496	39665	4766
A1 - SLU - ML max gr.3	28555	700	1487	34161	7857
A1 - SLU - Vento ponte scarico	26250	769	1187	26858	6076
A1 - SLU - N max gr.1	23483	454	982	29756	3631
A1 - SLU - MT max gr.1	22341	454	982	33262	3631
A1 - SLU - ML max gr.1	22181	558	972	25946	7489
A1 - SLU - N max gr.2	22389	604	982	27487	5257
A1 - SLU - MT max gr.2	22389	604	982	27487	5257
A1 - SLU - ML max gr.2	21533	708	972	30046	6043
A1 - SLU - N max gr.3	21413	604	982	24682	7561
A1 - SLU - MT max gr.3	22389	454	1354	31530	3631
A1 - SLU - ML max gr.3	21533	558	1345	34089	4417
A1 - SLU - Vento ponte scarico	21413	627	1360	28772	7245

SLE Rara - N max gr.1	19109	284	866	19922	2271
SLE Rara - MT max gr.1	22349	410	762	25152	3278
SLE Rara - ML max gr.1	21503	479	755	27702	3802
SLE Rara - N max gr.2	21385	410	762	22382	5554
SLE Rara - MT max gr.2	21539	521	762	23472	4483
SLE Rara - ML max gr.2	20904	590	755	25372	5007
SLE Rara - N max gr.3	20816	521	762	21394	6190
SLE Rara - MT max gr.3	21539	410	1038	26466	3278
SLE Rara - ML max gr.3	20904	479	1031	28367	3802
SLE Rara - Vento ponte scarico	20816	525	1042	24420	5859
SLE Freq. - N max gr.1	21539	378	378	19423	3027
SLE Freq. - MT max gr.1	20904	378	378	21371	3027
SLE Freq. - ML max gr.1	20816	378	378	17345	4734
SLE Freq. - N max gr.2	20931	462	378	18163	3930
SLE Freq. - MT max gr.2	20455	462	378	19623	3930
SLE Freq. - ML max gr.2	20389	462	378	16604	5210
SLE Freq. - N max gr.3	20931	378	585	20409	3027
SLE Freq. - MT max gr.3	20455	378	585	21869	3027
SLE Freq. - ML max gr.3	20389	378	585	18850	4307
SLE Freq. - Vento ponte scarico	19109	307	363	14474	2446
SLE Q.P. - ML max gr.3	19109	410	410	14633	3278

Tabella 4.5 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione.

#### 4.7.3 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

MANDATARIA



MANDANTE



**ICARIA**  
società di ingegneri

<b>SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</b>								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>/palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
Al - SLU - N max gr.1	30624	596	1123	35262	4766	5628	2028	159
Al - SLU - MT max gr.1	29482	596	1123	38768	4766	5632	1739	159
Al - SLU - ML max gr.1	29323	700	1114	31452	8625	5575	1756	164
Al - SLU - N max gr.2	29531	746	1123	32993	6392	5510	1873	169
Al - SLU - MT max gr.2	28674	746	1123	35622	6392	5512	1656	169
Al - SLU - ML max gr.2	28555	850	1114	30118	9483	5483	1656	175
Al - SLU - N max gr.3	29531	596	1496	37036	4766	5565	1817	201
Al - SLU - MT max gr.3	28674	596	1496	39665	4766	5568	1601	201
Al - SLU - ML max gr.3	28555	700	1487	34161	7857	5538	1600	205
Al - SLU - Vento ponte scarico	26250	769	1187	26858	6076	4822	1740	177
Al - SLU - N max gr.1	23483	454	982	29756	3631	4427	1443	135
Al - SLU - MT max gr.1	22341	454	982	33262	3631	4431	1155	135
Al - SLU - ML max gr.1	22181	558	972	25946	7489	4374	1171	140
Al - SLU - N max gr.2	22389	604	982	27487	5257	4309	1288	144
Al - SLU - MT max gr.2	22389	604	982	27487	5257	4309	1288	144
Al - SLU - ML max gr.2	21533	708	972	30046	6043	4363	1020	150
Al - SLU - N max gr.3	21413	604	982	24682	7561	4230	1123	144
Al - SLU - MT max gr.3	22389	454	1354	31530	3631	4365	1233	179
Al - SLU - ML max gr.3	21533	558	1345	34089	4417	4419	964	182
Al - SLU - Vento ponte scarico	21413	627	1360	28772	7245	4379	975	187
						5632	964	205

Tabella 4.6 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLU.

<b>TABLE: Joint Reactions</b>						
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN
3236	EX	Combination	Max	290	43	3726
3236	EX	Combination	Min	-314	-310	1804
3236	EY	Combination	Max	125	280	3346
3236	EY	Combination	Min	-149	-548	2183
3236	EZ	Combination	Max	146	44	3509
3236	EZ	Combination	Min	-170	-312	2021
3237	EX	Combination	Max	272	258	4101
3237	EX	Combination	Min	-347	-50	2183
3237	EY	Combination	Max	101	506	3717
3237	EY	Combination	Min	-176	-298	2568
3237	EZ	Combination	Max	120	249	3880
3237	EZ	Combination	Min	-195	-41	2404
3238	EX	Combination	Max	280	4	2218
3238	EX	Combination	Min	-284	-335	460
3238	EY	Combination	Max	123	249	2053
3238	EY	Combination	Min	-127	-580	626
3238	EZ	Combination	Max	146	20	1910
3238	EZ	Combination	Min	-151	-351	768
3239	EX	Combination	Max	307	351	2950
3239	EX	Combination	Min	-308	39	1197
3239	EY	Combination	Max	132	599	2782
3239	EY	Combination	Min	-133	-209	1365
3239	EZ	Combination	Max	148	344	2631
3239	EZ	Combination	Min	-149	46	1516
3240	EX	Combination	Max	312	37	3724
3240	EX	Combination	Min	-290	-304	1804
3240	EY	Combination	Max	147	280	3334
3240	EY	Combination	Min	-125	-547	2195

3240	EZ	Combination	Max	166	43	3468
3240	EZ	Combination	Min	-144	-310	2061
3241	EX	Combination	Max	345	256	4102
3241	EX	Combination	Min	-272	-48	2182
3241	EY	Combination	Max	174	506	3707
3241	EY	Combination	Min	-101	-298	2576
3241	EZ	Combination	Max	191	249	3840
3241	EZ	Combination	Min	-119	-40	2444
3242	EX	Combination	Max	284	1	2211
3242	EX	Combination	Min	-281	-331	467
3242	EY	Combination	Max	127	249	2042
3242	EY	Combination	Min	-124	-580	635
3242	EZ	Combination	Max	150	19	1875
3242	EZ	Combination	Min	-147	-350	803
3243	EX	Combination	Max	307	344	2946
3243	EX	Combination	Min	-309	46	1201
3243	EY	Combination	Max	131	597	2771
3243	EY	Combination	Min	-133	-207	1375
3243	EZ	Combination	Max	148	341	2592
3243	EZ	Combination	Min	-149	49	1554

Tabella 4.7 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV  $q=1.0$ .

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	N <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE Rara - N max gr.1	19109	284	866	19922	2271	3376	1401	114
SLE Rara - MT max gr.1	22349	410	762	25152	3278	4069	1518	108
SLE Rara - ML max gr.1	21503	479	755	27702	3802	4106	1270	112
SLE Rara - N max gr.2	21385	410	762	22382	5554	3991	1355	108
SLE Rara - MT max gr.2	21539	521	762	23472	4483	3982	1403	115
SLE Rara - ML max gr.2	20904	590	755	25372	5007	4018	1208	120
SLE Rara - N max gr.3	20816	521	762	21394	6190	3923	1281	115
SLE Rara - MT max gr.3	21539	410	1038	26466	3278	4023	1362	139
SLE Rara - ML max gr.3	20904	479	1031	28367	3802	4059	1167	142
SLE Rara - Vento ponte scarico	20816	525	1042	24420	5859	4026	1178	146
						4106	1167	146

Tabella 4.8 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE.

#### 4.8 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Per tutti gli elementi strutturali della pila (fusto, pali, ...) vengono svolte le seguenti verifiche:

MANDATARIA

MANDANTE

- verifiche a rottura (pressoflessione e taglio) per le combinazioni allo stato limite ultimo (SLU).
- verifiche tensionali per le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti (SLE)
- verifiche a fessurazione per le combinazioni rara (SLE)

#### 4.8.1 Pila



$$A_s = \phi 30/10$$

Per la verifica a taglio della sezione si considera l'area di ferro necessaria, come indicata dal codice di calcolo, e si assegna una armatura equivalente; in particolare si utilizzeranno:

Spille  $9\phi 10/\text{mq}$ .

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto $f_{cd}$ :	18.800	MPa
	Resis. compr. ridotta $f_{cd}'$ :	9.400	MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$ :	0.0020	
	Def.unit. ultima $ecu$ :	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	199.20	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. $f_{yk}$ :	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura $f_{tk}$ :	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto $f_{yd}$ :	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068	
	Modulo Elastico $E_f$ :	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	



**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio:	Poligonale	
Classe Conglomerato:	C32/40	
N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	525.0	155.0
2	588.0	128.0
3	615.0	65.0
4	615.0	-65.0
5	588.0	-128.0
6	525.0	-155.0
7	-525.0	-155.0
8	-588.0	-128.0
9	-615.0	-65.0
10	-615.0	65.0
11	-588.0	128.0
12	-525.0	155.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	522.9	145.0	30
2	580.4	120.4	30
3	605.0	62.9	30
4	605.0	-62.9	30
5	580.4	-120.4	30
6	522.9	-145.0	30
7	-522.9	-145.0	30
8	-580.4	-120.4	30
9	-605.0	-62.9	30
10	-605.0	62.9	30
11	-580.4	120.4	30
12	-522.9	145.0	30

**DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE**

N°Gen.	Numero assegnato alla singola generazione lineare di barre
N°Barra Ini.	Numero della barra iniziale cui si riferisce la generazione
N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	4	30
2	2	3	4	30
3	3	4	8	30
4	4	5	4	30
5	5	6	4	30
6	6	7	100	30
7	7	8	4	30
8	8	9	4	30

MANDATARIA



MANDANTE



**ICARIA**  
società di ingegneri

9	9	10	8	30
10	10	11	4	30
11	12	11	4	30
12	12	1	100	30

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

	N	Mx	My	Vy	Vx
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)				
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.				
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.				
Vy	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y				
Vx	Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x				
N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	24580.69	3694.02	33239.73	595.81	1123.49
2	23438.59	3694.02	36745.41	595.81	1123.49
3	23279.29	7365.09	29446.48	699.89	1114.21
4	23487.19	5050.16	30970.72	745.66	1123.49
5	22630.61	5050.16	33599.98	745.66	1123.49
6	22511.14	7953.08	28112.44	849.74	1114.21
7	23487.19	3694.02	34342.75	595.81	1496.09
8	22630.61	3694.02	36972.01	595.81	1496.09
9	22511.14	6596.94	31484.47	699.89	1486.81
10	20206.69	4691.47	24720.53	769.28	1187.27
11	19097.25	2814.05	27989.37	453.88	981.56
12	17955.15	2814.05	31495.05	453.88	981.56
13	17795.85	6485.12	24196.11	557.96	972.28
14	18003.75	4170.19	25720.36	603.73	981.56
15	18003.75	4170.19	25720.36	603.73	981.56
16	17147.18	4768.66	28296.27	707.81	972.28
17	17027.70	6474.64	22915.43	603.73	981.56
18	18003.75	2814.05	29092.39	453.88	1354.16
19	17147.18	3412.52	31668.30	557.96	1344.88
20	17027.70	6115.95	26323.02	627.35	1360.34
21	13214.46	7888.51	12367.46	1413.44	399.63
22	13764.58	7895.14	6210.56	1406.06	399.60
23	13181.58	2483.39	18678.39	438.28	1288.23
24	13797.45	2490.03	100.36	430.90	1288.21
25	12654.45	2825.80	12873.81	464.81	409.02
26	14324.59	2832.43	5704.21	457.43	409.00

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

	N	Mx	My
N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)		
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione		
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione		
N°Comb.	N	Mx	My
1	14723.00	1760.00	18363.00

2	17963.00	2541.00	23781.00
3	17117.00	2940.00	26343.00
4	16999.00	4817.00	21011.00
5	17153.00	3545.00	22101.00
6	16519.00	3944.00	24013.00
7	16430.00	5252.00	20023.00
8	17153.00	2541.00	24598.00
9	16519.00	2940.00	26510.00
10	16430.00	4913.00	22544.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	17153.00	2346.00 (0.00)	18742.00 (0.00)
2	16519.00	2346.00 (0.00)	20690.00 (0.00)
3	16430.00	4053.00 (0.00)	16664.00 (0.00)
4	16546.00	3099.00 (0.00)	17482.00 (0.00)
5	16070.00	3099.00 (0.00)	18942.00 (0.00)
6	16004.00	4379.00 (0.00)	15923.00 (0.00)
7	16546.00	2346.00 (0.00)	19355.00 (0.00)
8	16070.00	2346.00 (0.00)	20816.00 (0.00)
9	16004.00	3626.00 (0.00)	17797.00 (0.00)
10	14723.00	1893.00 (0.00)	13821.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My	Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	14723.00	2541.00 (0.00)	13895.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.5 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	24580.69	3694.02	33239.73	24580.75	55325.85	492274.43	14.81	
1837.8(1114.7)									
2	S	23438.59	3694.02	36745.41	23438.53	47694.34	493988.56	13.44	
1837.8(1114.7)									
3	S	23279.29	7365.09	29446.48	23279.09	100527.63	407465.62	13.83	
1837.8(1114.7)									
4	S	23487.19	5050.16	30970.72	23487.21	73667.77	465048.03	15.00	
1837.8(1114.7)									
5	S	22630.61	5050.16	33599.98	22630.34	68634.25	467920.50	13.92	
1837.8(1114.7)									
6	S	22511.14	7953.08	28112.44	22511.33	106966.37	379716.89	13.50	
1837.8(1114.7)									
7	S	23487.19	3694.02	34342.75	23487.31	54823.71	487684.06	14.21	
1837.8(1114.7)									
8	S	22630.61	3694.02	36972.01	22630.58	47529.64	490367.41	13.26	
1837.8(1114.7)									
9	S	22511.14	6596.94	31484.47	22511.18	90465.53	430036.33	13.66	
1837.8(1114.7)									
10	S	20206.69	4691.47	24720.53	20206.60	81793.00	435755.05	17.62	
1837.8(1114.7)									
11	S	19097.25	2814.05	27989.37	19097.35	47066.87	474181.62	16.94	
1837.8(1114.7)									
12	S	17955.15	2814.05	31495.05	17955.13	42972.53	472083.75	14.99	
1837.8(1114.7)									
13	S	17795.85	6485.12	24196.11	17796.13	99497.31	377381.65	15.58	
1837.8(1114.7)									
14	S	18003.75	4170.19	25720.36	18003.62	71385.80	441817.55	17.18	
1837.8(1114.7)									
15	S	18003.75	4170.19	25720.36	18003.62	71385.80	441817.55	17.18	
1837.8(1114.7)									
16	S	17147.18	4768.66	28296.27	17147.02	71557.61	437363.09	15.44	
1837.8(1114.7)									
17	S	17027.70	6474.64	22915.43	17027.57	101920.73	363065.18	15.84	
1837.8(1114.7)									
18	S	18003.75	2814.05	29092.39	18003.67	46603.89	469394.03	16.14	
1837.8(1114.7)									
19	S	17147.18	3412.52	31668.30	17146.94	50417.15	461986.59	14.59	
1837.8(1114.7)									
20	S	17027.70	6115.95	26323.02	17027.48	92255.08	395616.29	15.03	
1837.8(1114.7)									
21	S	13214.46	7888.51	12367.46	13214.44	118626.20	185190.73	14.99	
1837.8(1114.7)									
22	S	13764.58	7895.14	6210.56	13764.77	123161.41	96244.25	15.56	
1837.8(1114.7)									
23	S	13181.58	2483.39	18678.39	13181.86	57667.01	435649.17	23.32	
1837.8(1114.7)									
24	S	13797.45	2490.03	100.36	13797.62	124751.52	4680.82	50.09	

1837.8(1114.7)									
25	S	12654.45	2825.80	12873.81	12654.40	86280.29	386472.55	30.04	
1837.8(1114.7)									
26	S	14324.59	2832.43	5704.21	14324.75	116643.91	234254.64	41.09	
1837.8(1114.7)									

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	588.0	128.0	0.00331	580.4	120.4	-0.01459	-580.4	-120.4
2	0.00350	588.0	128.0	0.00331	580.4	120.4	-0.01564	-580.4	-120.4
3	0.00350	525.0	155.0	0.00326	522.9	145.0	-0.01146	-522.9	-145.0
4	0.00350	588.0	128.0	0.00330	580.4	120.4	-0.01297	-580.4	-120.4
5	0.00350	588.0	128.0	0.00330	580.4	120.4	-0.01347	-580.4	-120.4
6	0.00350	525.0	155.0	0.00324	522.9	145.0	-0.01130	-522.9	-145.0
7	0.00350	588.0	128.0	0.00331	580.4	120.4	-0.01477	-580.4	-120.4
8	0.00350	588.0	128.0	0.00331	580.4	120.4	-0.01576	-580.4	-120.4
9	0.00350	588.0	128.0	0.00328	580.4	120.4	-0.01205	-580.4	-120.4
10	0.00350	588.0	128.0	0.00329	580.4	120.4	-0.01268	-580.4	-120.4
11	0.00350	588.0	128.0	0.00330	580.4	120.4	-0.01630	-580.4	-120.4
12	0.00350	588.0	128.0	0.00330	580.4	120.4	-0.01707	-580.4	-120.4
13	0.00350	525.0	155.0	0.00324	522.9	145.0	-0.01191	-522.9	-145.0
14	0.00350	588.0	128.0	0.00329	580.4	120.4	-0.01365	-580.4	-120.4
15	0.00350	588.0	128.0	0.00329	580.4	120.4	-0.01365	-580.4	-120.4
16	0.00350	588.0	128.0	0.00329	580.4	120.4	-0.01372	-580.4	-120.4
17	0.00350	525.0	155.0	0.00323	522.9	145.0	-0.01191	-522.9	-145.0
18	0.00350	588.0	128.0	0.00330	580.4	120.4	-0.01651	-580.4	-120.4
19	0.00350	588.0	128.0	0.00330	580.4	120.4	-0.01609	-580.4	-120.4
20	0.00350	525.0	155.0	0.00326	522.9	145.0	-0.01240	-522.9	-145.0
21	0.00350	525.0	155.0	0.00292	522.9	145.0	-0.01764	-522.9	-145.0
22	0.00350	525.0	155.0	0.00258	522.9	145.0	-0.02655	-522.9	-145.0
23	0.00350	588.0	128.0	0.00329	580.4	120.4	-0.01561	-580.4	-120.4
24	0.00350	525.0	155.0	0.00172	522.9	145.0	-0.04988	-522.9	-145.0
25	0.00350	588.0	128.0	0.00326	580.4	120.4	-0.01318	-580.4	-120.4
26	0.00350	525.0	155.0	0.00304	522.9	145.0	-0.01480	-522.9	-145.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000012972	0.000011820	-0.005640284	----	----

MANDATARIA

MANDANTE

2	0.000014102	0.000010719	-0.006163830	----	----
3	0.000007934	0.000022149	-0.004098320	----	----
4	0.000010885	0.000015126	-0.004836382	----	----
5	0.000011477	0.000014325	-0.005082315	----	----
6	0.000006997	0.000024887	-0.004031043	----	----
7	0.000013114	0.000011866	-0.005730173	----	----
8	0.000014196	0.000010778	-0.006226890	----	----
9	0.000009177	0.000019423	-0.004382396	----	----
10	0.000010095	0.000017659	-0.004696105	----	----
11	0.000014585	0.000011088	-0.006495479	----	----
12	0.000015369	0.000010506	-0.006881838	----	----
13	0.000007733	0.000024347	-0.004333641	----	----
14	0.000011336	0.000015724	-0.005178361	----	----
15	0.000011336	0.000015724	-0.005178361	----	----
16	0.000011345	0.000015944	-0.005211490	----	----
17	0.000007290	0.000025895	-0.004340834	----	----
18	0.000014762	0.000011134	-0.006604943	----	----
19	0.000014234	0.000011901	-0.006392656	----	----
20	0.000008843	0.000022115	-0.004570430	----	----
21	0.000003758	0.000057341	-0.007360858	----	----
22	0.000002384	0.000091848	-0.011987794	----	----
23	0.000013421	0.000013812	-0.006159559	----	----
24	0.000000126	0.000177510	-0.024079906	----	----
25	0.000009609	0.000021973	-0.004962694	----	----
26	0.000004488	0.000045316	-0.005880061	----	----

**VERIFICHE A TAGLIO**

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1231.72	41176.49	2175.14395.2	352.5	348.2	2.500	1.035	3.6	6.3(0.0)
2	S	1254.97	42244.07	2392.98430.3	387.8	325.2	2.500	1.034	3.3	6.3(0.0)
3	S	1034.63	50685.09	1702.47308.3	275.9	548.5	2.500	1.033	3.8	6.3(0.0)
4	S	1261.46	41767.47	1861.86342.1	301.7	413.2	2.500	1.034	4.3	6.3(0.0)
5	S	1284.40	40943.64	1920.26352.1	311.2	393.2	2.500	1.032	4.2	6.3(0.0)
6	S	1119.60	55497.69	1698.26304.2	275.2	602.7	2.500	1.032	4.2	6.3(0.0)
7	S	1509.12	41008.13	2182.67396.2	353.7	346.1	2.500	1.034	4.4	6.3(0.0)
8	S	1551.86	42089.59	2394.05430.3	387.9	324.2	2.500	1.032	4.1	6.3(0.0)
9	S	1267.99	46015.47	1730.81316.2	280.5	490.4	2.500	1.032	4.6	6.3(0.0)
10	S	1257.08	42937.00	1775.86325.3	287.8	447.4	2.500	1.029	4.5	6.3(0.0)

11	S	1056.09	41485.31	2392.11429.0	387.6	321.4	2.500	1.027	2.8	6.3(0.0)
12	S	1066.46	42479.53	2546.38453.7	412.6	309.7	2.500	1.026	2.6	6.3(0.0)
13	S	826.11	51238.29	1704.21305.9	276.2	558.2	2.500	1.025	3.1	6.3(0.0)
14	S	1063.76	40508.06	1865.54341.5	302.3	403.0	2.500	1.026	3.6	6.3(0.0)
15	S	1063.76	40508.06	1865.54341.5	302.3	403.0	2.500	1.026	3.6	6.3(0.0)
16	S	1140.41	40523.90	1860.96340.3	301.6	404.7	2.500	1.025	3.9	6.3(0.0)
17	S	847.12	53391.02	1703.48304.1	276.0	582.5	2.500	1.024	3.1	6.3(0.0)
18	S	1354.43	41293.42	2401.26430.3	389.1	319.2	2.500	1.026	3.6	6.3(0.0)
19	S	1389.65	40285.84	2270.11408.9	367.9	329.8	2.500	1.025	3.9	6.3(0.0)
20	S	1087.58	46872.01	1718.11310.9	278.4	507.0	2.500	1.024	4.0	6.3(0.0)
21	S	1436.55	95575.83	1765.34298.4	286.1	1011.6	2.500	1.019	5.1	6.3(0.0)
22	S	1415.96	109006.83	1782.04298.8	288.8	1142.1	2.500	1.020	5.0	6.3(0.0)
23	S	1212.06	38835.60	2062.59373.8	334.2	351.8	2.500	1.019	3.7	6.3(0.0)
24	S	431.81	109676.78	1796.57301.1	291.1	1139.8	2.500	1.020	1.5	6.3(0.0)
25	S	589.75	44234.93	1732.11313.3	280.7	477.6	2.500	1.018	2.1	6.3(0.0)
26	S	495.51	81112.58	1742.99298.2	282.4	868.2	2.500	1.021	1.8	6.3(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.66	588.0	128.0	1.3	-580.4	-120.4	---	---
2	S	0.83	588.0	128.0	1.1	-580.4	-120.4	---	---
3	S	0.86	588.0	128.0	0.2	-580.4	-120.4	0	0.0
4	S	0.87	525.0	155.0	-0.1	-522.9	-145.0	375	7.1
5	S	0.83	588.0	128.0	0.6	-580.4	-120.4	---	---
6	S	0.85	525.0	155.0	-0.2	-522.9	-145.0	875	42.4
7	S	0.87	525.0	155.0	-0.4	-522.9	-145.0	338	7.1
8	S	0.82	588.0	128.0	0.7	-580.4	-120.4	---	---
9	S	0.84	588.0	128.0	-0.1	-580.4	-120.4	333	7.1
10	S	0.88	525.0	155.0	-0.6	-522.9	-145.0	666	21.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.74	588.0	128.0	1.8	-580.4	-120.4	---	---
2	S	0.75	588.0	128.0	1.3	-580.4	-120.4	---	---
3	S	0.78	525.0	155.0	0.9	-522.9	-145.0	---	---
4	S	0.74	525.0	155.0	1.4	-522.9	-145.0	---	---
5	S	0.75	525.0	155.0	1.0	-522.9	-145.0	---	---
6	S	0.77	525.0	155.0	0.6	-522.9	-145.0	---	---
7	S	0.74	588.0	128.0	1.5	-580.4	-120.4	---	---
8	S	0.74	588.0	128.0	1.1	-580.4	-120.4	---	---
9	S	0.76	525.0	155.0	0.8	-522.9	-145.0	---	---
10	S	0.61	588.0	128.0	2.1	-580.4	-120.4	---	---

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

MANDATARIA

MANDANTE

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a  $f_{ctm}$

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e <sub>sm</sub> - e <sub>cm</sub>	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e <sub>sm</sub> - e <sub>cm</sub>	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
3	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
4	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
5	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
6	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
7	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
8	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
9	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
10	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.63	525.0	155.0	1.7	-522.9	-145.0	----	----

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e <sub>sm</sub> - e <sub>cm</sub>	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

4.8.2 Zattera di fondazione

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto.

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{max} = 5632 \text{ kN (CC. SLU)}$$



$$T_{max} = 205 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{max} = 4102 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$$T_{max} = 692 \text{ kN (CC. SLV)}$$

Il plinto fondazione è stato verificato ipotizzando un meccanismo di tirante puntone. Si riporta di seguito la verifica. La larghezza di diffusione è stata valutata in corrispondenza del filo esterno della pila, mediante una diffusione a 45° a partire dal piano medio del palo (vedi figura seguente), mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a 0.2 dp (con dp altezza utile della sezione del plinto).

La verifica è stata eseguita in corrispondenza del palo più sollecitato.

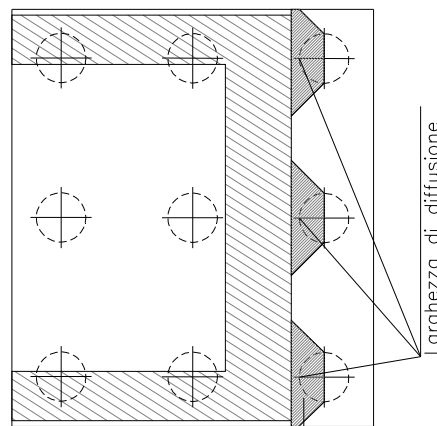
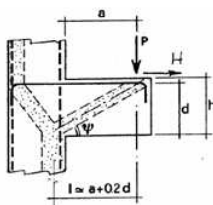


Figura 4.4. Diffusione delle azioni dal palo alla pila

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni proposte a riguardo al C4.1.2.1.5 dalla Circolare Ministeriale n° 7/19.

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



**P,H : Carichi Esterni di Progetto ( $P_{Fn}, H_{Fn}$ )**

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica**

$$P_R = P_{R_s} = (A_s f_{td} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = ctg \psi \geq 1 (0,9d)$$

**Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa**

$$P_{Rc} = 0,4bd f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{R_s}$$

**CONDIZIONI DI VERIFICA**

- 1  $P_R \geq P_{Ed}$
- 2  $\geq P_{R_s}$

**Dati di progetto**

b(m)=	<b>1.20</b>	m	dimensione trasversale verifica
P <sub>Ed</sub> (KN) =	<b>5632.00</b>	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H <sub>Ed</sub> (KN) =	<b>205.00</b>	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	<b>0.40</b>	m	distanza P da incastro
h(m) =	<b>1.80</b>	m	spessore mensola
δ(m) =	<b>0.12</b>	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m) =	<b>1.68</b>	m	altezza utile
l(m) =	<b>0.74</b>	m	a+0,2d
λ =	<b>0.49</b>		λ=ctgψ≅l/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente C)

sblazi di piastre (no staffatura)

**Caratteristiche Materiali**

f <sub>cd</sub> =	<b>14.1</b>	MPa	Calcestruzzo
f <sub>yd</sub> =	<b>391.0</b>	MPa	Acciaio

**Caratteristiche Armature di Progetto**

<b>Registro tipo</b>	<b>R1</b>				
n° R1 =	<b>1</b>	φ1(mm) =	<b>24.0</b>	p1(cm) =	<b>10.0</b>
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	<b>452.39</b>	nb tot 1 =	<b>12.0</b>	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	<b>5428.67</b>
<b>Registro tipo</b>	<b>R2</b>				
n° R2 =	<b>1</b>	φ2(mm) =	<b>24.0</b>	p2(cm) =	<b>10.0</b>
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	<b>452.39</b>	nb tot 2 =	<b>12.0</b>	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	<b>5428.67</b>
<b>Registro tipo</b>	<b>R3</b>				
n° R3 =	<b>0</b>	φ3(mm) =	<b>26.0</b>	p3(cm) =	<b>10.0</b>
A <sub>φ i</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	<b>530.93</b>	nb tot 3 =	<b>0.0</b>	A <sub>φ TOT</sub> (mm <sup>2</sup> ) =	<b>0.00</b>

**Verifiche di resistenza**

Ψ =	<b>1.118</b>	rad	=	<b>64.04</b>	°
P <sub>RS</sub> =	<b>8300.0</b>	KN		PR <sub>s</sub> >PE <sub>d</sub> - Verifica Soddisfatta	
P <sub>RC</sub> =	<b>9192.2</b>	KN		PR <sub>c</sub> >PR <sub>s</sub> - Verifica Soddisfatta	

4.8.3 Palo di fondazione

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione; le sollecitazioni sono ricavate dall'analisi elastica con q=1.

Il momento flettente agente in testa palo viene derivato dal taglio in testa palo nell'ipotesi di elasticità lineare sia per il palo che per il terreno. Risultata:

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 2.7(\text{vedi relazione geotecnica})$$

	N	M	V
SLU	5632	555	205
SLU	964	555	205
SLV q=1	4102	1868	692
SLV q=1	460	1868	692
sle rara	4106	394	146
sle rara	1167	394	146
sle freq.	3714	235	87
sle freq.	1436	235	87

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare  $\phi 120$  cm

$A_s = 26 \phi 26$  staffe  $\phi 12/20$

La lunghezza del palo è pari a  $L = 44.00$ m

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa	

**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

Forma del Dominio: Circolare

MANDATARIA



MANDANTE



**ICARIA**  
società di ingegneri

Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 60.0 cm  
X centro circ.: 0.0 cm  
Y centro circ.: 0.0 cm

#### DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre  
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate  
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate  
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza  
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.0	26	26

#### ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 12 mm  
Passo staffe: 20.0 cm  
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	5632.00	555.00	205.00
2	964.00	555.00	205.00
3	4102.00	1868.00	692.00
4	460.00	1868.00	692.00
5	0.00	1.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	4106.00	394.00	0.00
2	1167.00	394.00	0.00

MANDATARIA



MANDANTE



**ICARIA**  
società di ingegneri

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3714.00	235.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	1436.00	235.00 (19287.39)	0.00 (0.00)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse X di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	3714.00	235.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	1436.00	235.00 (19287.39)	0.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.7 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 9.5 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 7.5 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	5632.00	555.00	5632.14	3434.54	6.19	138.0(33.9)
2	S	964.00	555.00	963.93	2642.37	4.76	138.0(33.9)
3	S	4102.00	1868.00	4101.74	3289.48	1.76	138.0(33.9)
4	S	460.00	1868.00	459.98	2489.40	1.33	138.0(33.9)
5	S	0.00	1.00	0.00	2344.21	999.00	138.0(33.9)
6	S	0.00	0.00	0.00	2344.21	999.00	138.0(33.9)
7	S	0.00	0.00	0.00	2344.21	999.00	138.0(33.9)
8	S	0.00	0.00	0.00	2344.21	999.00	138.0(33.9)
9	S	0.00	0.00	0.00	2344.21	999.00	138.0(33.9)
10	S	0.00	0.00	0.00	2344.21	999.00	138.0(33.9)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

MANDATARIA

MANDANTE

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00289	0.0	50.0	-0.00316	0.0	-50.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00249	0.0	50.0	-0.00758	0.0	-50.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00280	0.0	50.0	-0.00415	0.0	-50.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00241	0.0	50.0	-0.00849	0.0	-50.0
5	0.00350	0.0	60.0	0.00233	0.0	50.0	-0.00941	0.0	-50.0
6	0.00350	0.0	60.0	0.00233	0.0	50.0	-0.00941	0.0	-50.0
7	0.00350	0.0	60.0	0.00233	0.0	50.0	-0.00941	0.0	-50.0
8	0.00350	0.0	60.0	0.00233	0.0	50.0	-0.00941	0.0	-50.0
9	0.00350	0.0	60.0	0.00233	0.0	50.0	-0.00941	0.0	-50.0
10	0.00350	0.0	60.0	0.00233	0.0	50.0	-0.00941	0.0	-50.0

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000060561	-0.000133677	----	----
2	0.000000000	0.000100730	-0.002543778	----	----
3	0.000000000	0.000069537	-0.000672233	----	----
4	0.000000000	0.000108977	-0.003038606	----	----
5	0.000000000	0.000117403	-0.003544155		
6	0.000000000	0.000117403	-0.003544155		
7	0.000000000	0.000117403	-0.003544155		
8	0.000000000	0.000117403	-0.003544155		
9	0.000000000	0.000117403	-0.003544155		
10	0.000000000	0.000117403	-0.003544155		

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe:	12 mm
Passo staffe:	20.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = $V_y$ ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.

Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vvd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	
1	S	205.00	2427.91	809.72	91.8	73.2	108.7	2.500	1.250	2.9	11.3(0.0)
2	S	205.00	2257.23	924.07	94.3	83.5	104.4	2.500	1.060	2.5	11.3(0.0)
3	S	692.00	2533.38	840.61	92.1	76.0	109.3	2.500	1.250	9.3	11.3(0.0)
4	S	692.00	2196.34	939.82	94.9	84.9	102.9	2.500	1.029	8.3	11.3(0.0)
5	S	0.00	3096.00	381.72	96.3	86.3	101.4	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
6	S	0.00	3096.00	381.72	96.3	86.3	101.4	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
7	S	0.00	3096.00	381.72	96.3	86.3	101.4	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
8	S	0.00	3096.00	381.72	96.3	86.3	101.4	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
9	S	0.00	3096.00	381.72	96.3	86.3	101.4	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
10	S	0.00	3096.00	381.72	96.3	86.3	101.4	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata  
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.92	0.0	128.0	22.9	0.0	-50.0	----	----
2	S	3.03	0.0	128.0	-18.8	0.0	-50.0	685	15.9

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.88	0.0	128.0	27.8	0.0	-50.0	----	----
2	S	2.18	0.0	128.0	2.3	0.0	-50.0	0	0.0

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm  
Esito della verifica  
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata  
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]  
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]  
k2 = 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2\*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]  
k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali  
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]  
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa  
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]  
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]

Relazione di calcolo delle Pile 2/2

wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0	0.500	26.0	87	0.00006 (0.00006)	0	0.002 (0.40)	19287.39	0.00

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.88	0.0	155.0	27.8	0.0	-50.0	----	----
2	S	2.18	0.0	0.0	2.3	0.0	-50.0	0	0.0

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0	0.500	26.0	87	0.00006 (0.00006)	0	0.002 (0.30)	19287.39	0.00