

## 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

PROTOCOLLO

DATA

**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		



### VIADOTTI VIADOTTO PANTANELLA Relazione di calcolo delle Pile 1/2

<b>CODICE PROGETTO</b>	<b>NOME FILE</b>	<b>REVISIONE</b>	<b>SCALA:</b>
PROGETTO      LIV. PROG.      N. PROG. <span style="font-family: monospace; border: 1px solid black; padding: 2px;">DPRM0190</span> <span style="font-family: monospace; border: 1px solid black; padding: 2px;">D</span> <span style="font-family: monospace; border: 1px solid black; padding: 2px;">20</span>	<i>T00-VI01-STR-RE01-A</i> <b>CODICE ELAB.</b> <span style="font-family: monospace; border: 1px solid black; padding: 2px;">T00VI01STRRE01</span>	<span style="font-family: monospace; border: 1px solid black; padding: 2px;">A</span>	-
<b>A</b>	Emissione	<i>L. Sbrenna</i>	<i>M. Botta</i> <i>N. Granieri</i>
<b>REV.</b>	<b>DESCRIZIONE</b>	<b>DATA</b>	<b>REDATTO      VERIFICATO      APPROVATO</b>



## INDICE

1	INTRODUZIONE	4
1.1	OGGETTO E SCOPO	4
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	50

## 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.

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 7 data la maggiore altezza e massa afferente.

### 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.

Relazione di calcolo delle Pile 1/2

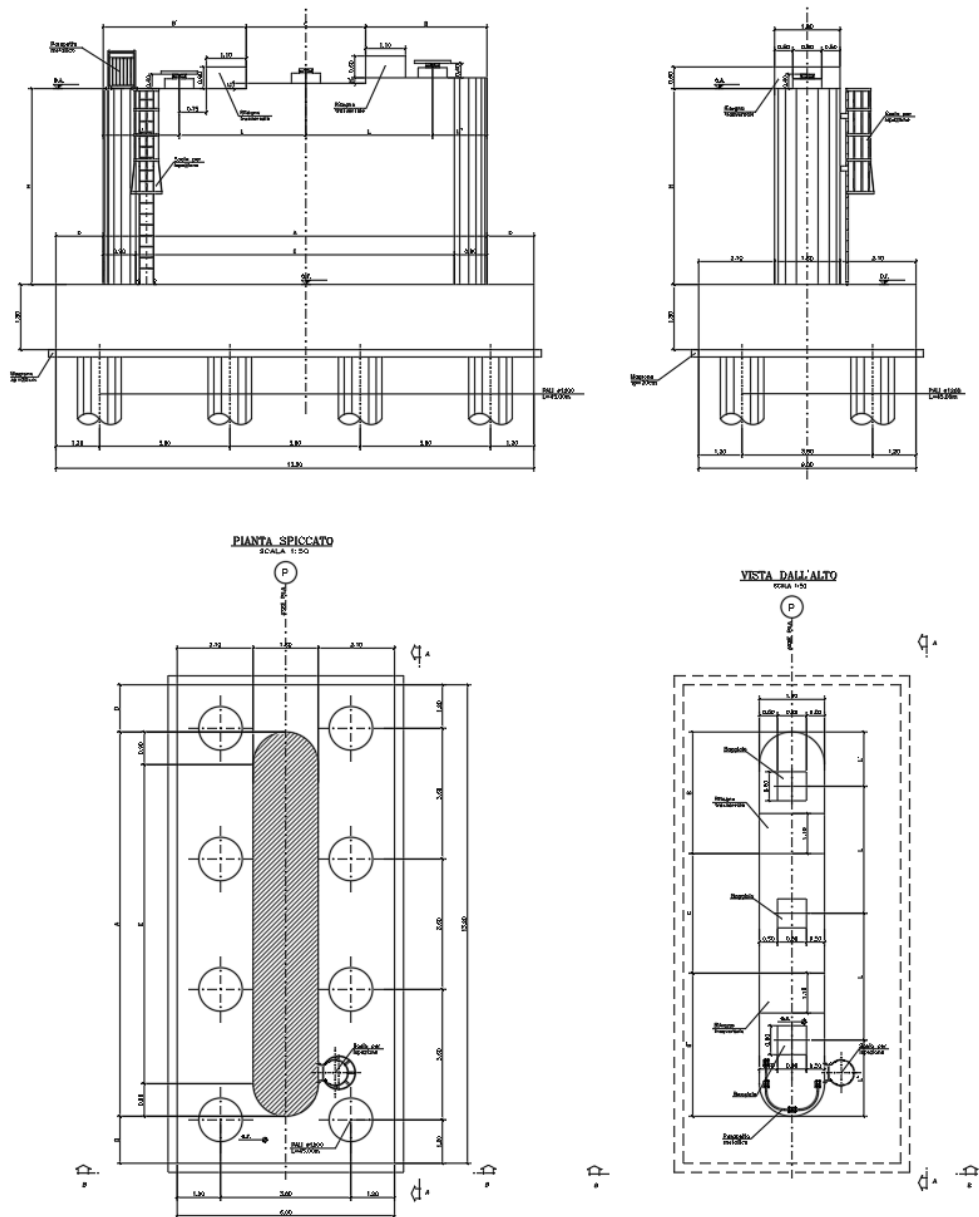


Figura 1.1. Sezione trasversale e pianta

## **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 1.80x 11.50 m, una altezza complessiva di 5.80m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 1.8x 11.50m 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 spiccato della fondazione; l'analisi viene riportata nelle pagine seguenti.

### 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 adottati 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 + baggio	$h_{ap}$	0.45	m
Pulvino			
Altezza	$H_p$	1.00	m
Lunghezza lungo asse X	$b_p$	1.8	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_p$	11.50	m
Area Sezione		20.00	m <sup>2</sup>
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_p$	0.00	m
Pila			
Altezza	$H_m$	5.80	m
Lunghezza lungo asse X	$b_m$	1.80	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_m$	11.50	m
Area Sezione		20.00	m <sup>2</sup>
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_m$	0.00	m
Distanza asse baggio - asse pila (sx)	$x_{m1}$	0.00	m
Distanza asse baggio - asse pila (dx)	$x_{m2}$	0.00	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 baggio - baricentro plinto (sx)		0.00	m
Distanza asse baggio - baricentro plinto (dx)		0.00	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>50</b>	m
Peso Proprio	G <sub>1</sub>	<b>190</b>	kN/m
Permanenti portati	G <sub>2</sub>	<b>55</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>	1583	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	458	kN

Impalcato (dx)			
N° Corsie convenzionali		<b>3</b>	
Lunghezza	L	<b>50</b>	m
Peso Proprio	G1	<b>190</b>	kN/m
Permanenti portati	G2	<b>55</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>	1583	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	458	kN

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	3166			3166			3166			0.00
Permanenti G2	916			916			916			0.00
										0.00
Comb. Nmax Q1	1518			1928			604			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	2112			979			-137			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										2.85
Comb. MLmax Q4 centrifuga										2.85
Comb. MLmax Q folla										0.00
Vento Ponte Scarico						386				2.85
Vento Ponte Carico						604				2.85
Attrito permanente		122	122		122	122		122	122	0.00
Attrito carichi mobili		63	63		58	58		18	18	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
	$\alpha_R$	1.04	1.04	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	28.06	28.06	m/s
Densità dell'aria	$\rho$	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	14	14	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	3.22	2.39	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.53	1.78	

**Riepilogo**

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.49	0.49	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.35	2.35	
Coefficiente di forza	cfx	1.53	1.78	
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	7.7	12.1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	1.78	2.06	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	7.7	12.1	kN/m

**Vento impalcato a ponte scarico**

		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	7.7	7.7	kN/m
Luce impalcato	L	50	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	193	193	kN/m

**Vento impalcato a ponte carico**

Forza statica equivalente	f	12.1	12.1	kN/m
Luce impalcato	L	50	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	302	302	kN/m

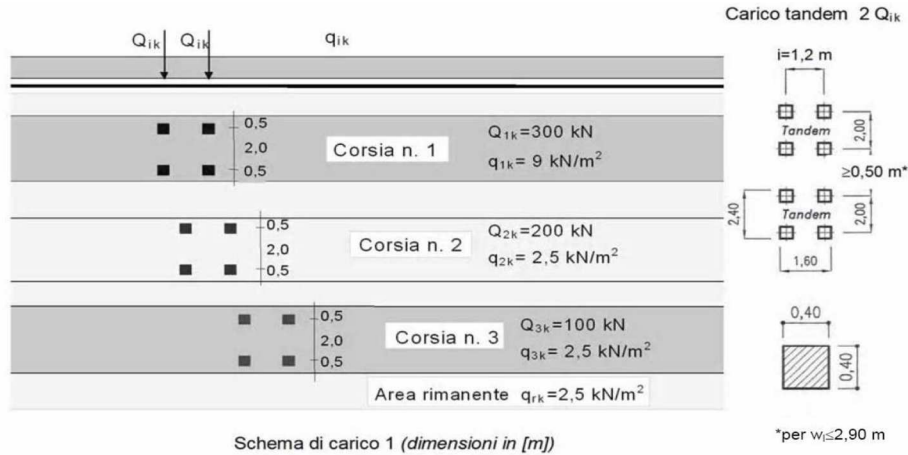
**Vento su Pila e Pulvino**

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	6.80	6.8	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.11	2.11	
		<b>dir.x</b>	<b>dir.x</b>	
Altezza (dir.z)	h	1.00	5.80	m
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	11.50	11.50	m
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	1.8	1.8	m
Rapporto di forma	d/b	0.16	0.16	
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.00	2.00	
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1	1	m
Rapporto di forma II	r/b	0.09	0.09	
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.78	0.78	
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	1.63	1.63	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	11.5	66.7	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	19	109	kN
		<b>dir.y</b>	<b>dir.y</b>	
Altezza (dir.z)	h	1.00	5.80	m
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	1.8	1.8	m
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	11.5	11.5	m
Rapporto di forma	d/b	6.39	6.39	
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	0.96	0.96	
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1	1	m
Rapporto di forma II	r/b	0.56	0.56	
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.50	0.50	
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	0.50	0.50	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	1.8	10.44	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	1	5	kN
<b>Riepilogo</b>				
<b>Vento x</b>				
Pulvino	F	19		kN
Pila	F	109		kN
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	6.80		m
Forza totale	F Tot	127		kN
<b>Vento y</b>				
Pulvino	F	1		kN
Pila	F	5		kN
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	6.80		m
Forza totale	F Tot	6		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.

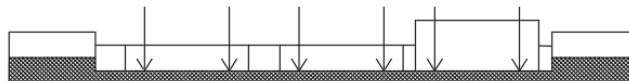
Posizione	Carico asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

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

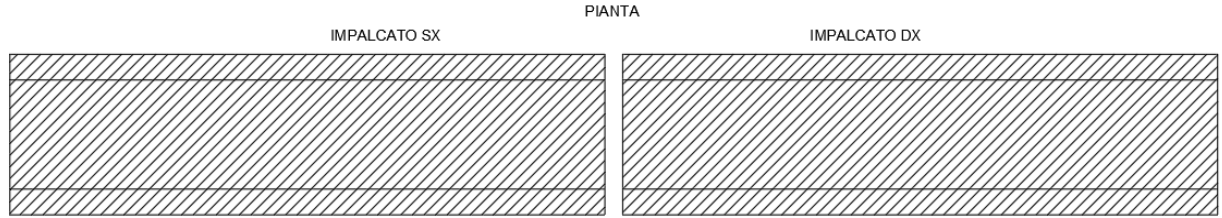
Di seguito si farà riferimento alle tre condizioni di carico seguenti:

- 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:

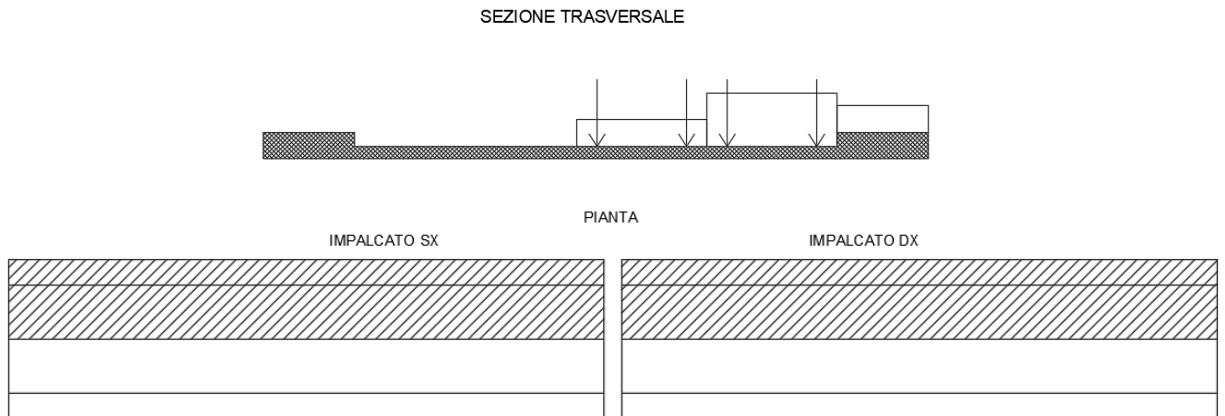
SEZIONE TRASVERSALE



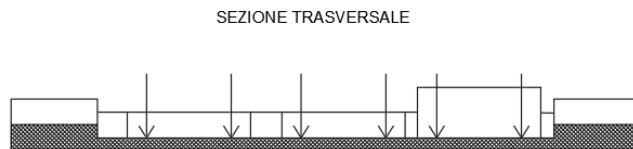
Relazione di calcolo delle Pile 1/2



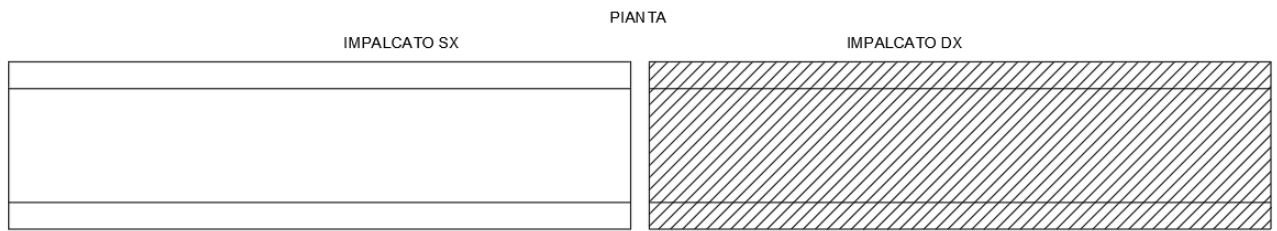
- Mt max, massimo momento lungo l'asse x (direzione di marcia): il carico è presente su entrambi gli impalcati, ma solo da un lato della carreggiata. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:



- 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:

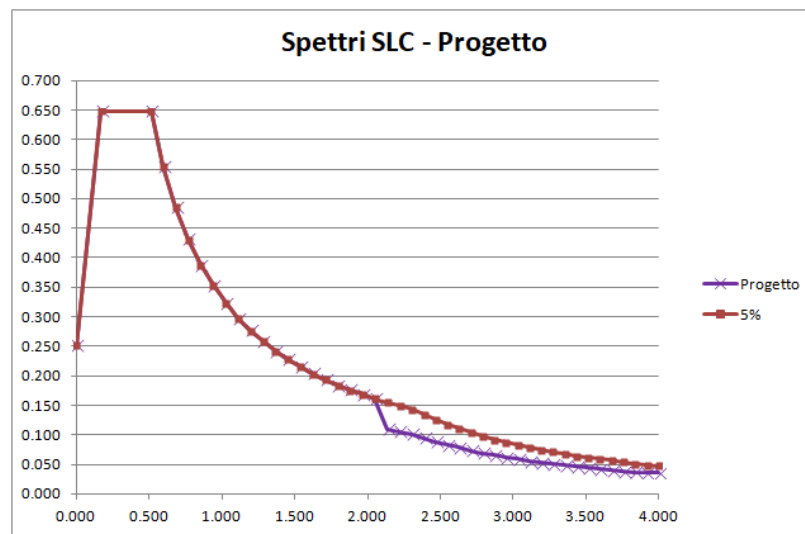
- vita nominale: VN = 50 anni (costruzioni con livelli di prestazione ordinari)
- coefficiente d'uso: CU = 2
- periodo di riferimento: VR = VN x CU = 100 anni:
- stato limite ultimo di salvaguardia della vita, SLV
- probabilità di superamento associata allo stato limite SLV: PVR = 10% periodo di ritorno: 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	$m_{ix}$	0	kN
Massa efficace pila dir x	$m_{px}$	1467	kN
Massa complessiva dir x	$m_{ix} + m_{px}$	1467	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	$m_{ix}/5$	0	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	$m_{iy}$	0	kN
Massa efficace pila dir. Y	$m_{py}$	1467	kN
Massa complessiva dir. Y	$m_{iy} + m_{py}$	1467	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	$m_{iy}/5$	0	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	$m_{iz}$	0	kN
Massa efficace pila dir. Z	$m_{pz}$	1467	kN
Massa complessiva dir. Z	$m_{iz} + m_{pz}$	1467	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	$m_{iz}/5$	0	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	$J_{yy}$	5.6	$m^4$
Inerzia Pila asse x	$J_{xx}$	228.1	$m^4$
Area Pila	$A_p$	20.00	$m^2$
Rigidezza Pila asse y	$K_y$	615725817.7	N/m
Rigidezza Pila asse x	$K_x$	25132635615	N/m
rigidezza Pila asse z	$K_z$	97058823529	N/m
Periodo x	$T_x$	0.10	s
Periodo y	$T_y$	0.02	s
Periodo z	$T_z$	0.01	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	532	kN
Tagliante direzione y	F y	532	kN
Tagliante direzione z	F z	155	kN
<b>q=1.36</b>			
Tagliante direzione x	F x	587	kN
Tagliante direzione y	F y	587	kN
Tagliante direzione z	F z	155	kN
<b>q=1</b>			
Tagliante direzione x	F x	798	kN
Tagliante direzione y	F y	798	kN
Tagliante direzione z	F z	155	kN

4.6.7 Analisi Dinamica Lineare

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

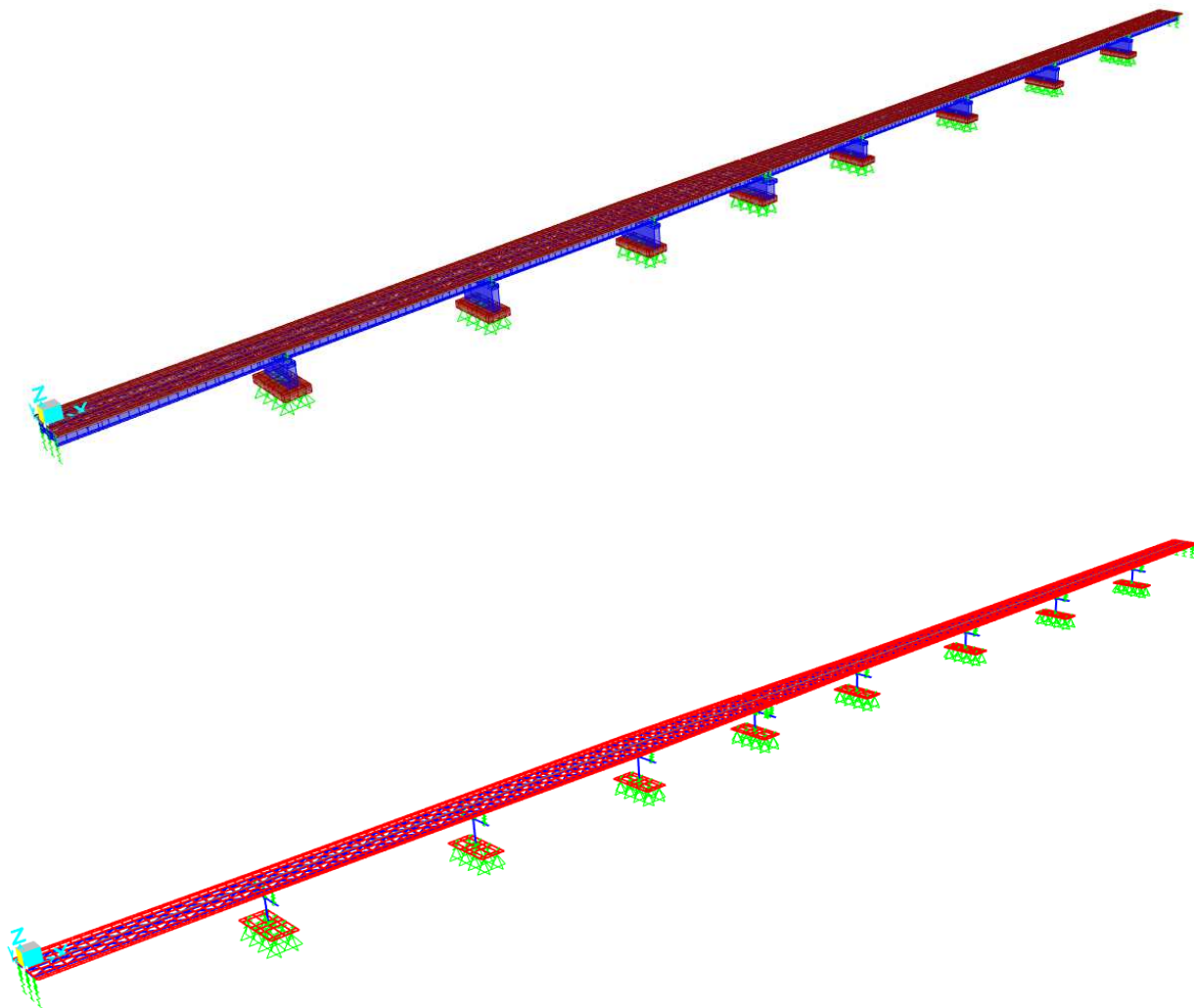


Figura 4.1. Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

TABLE: Modal Participating Mass

MANDATARIA



MANDANTE



**ICARIA**  
società di ingegneri

Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Pe-riod	UX	UY	UZ	Su-mUX	Su-mUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unit-less	Unit-less	Unit-less	Unit-less	Unit-less	Unit-less	Unit-less	Unit-less	Unit-less	Unit-less	Unit-less	Unit-less
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 1/2**

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%



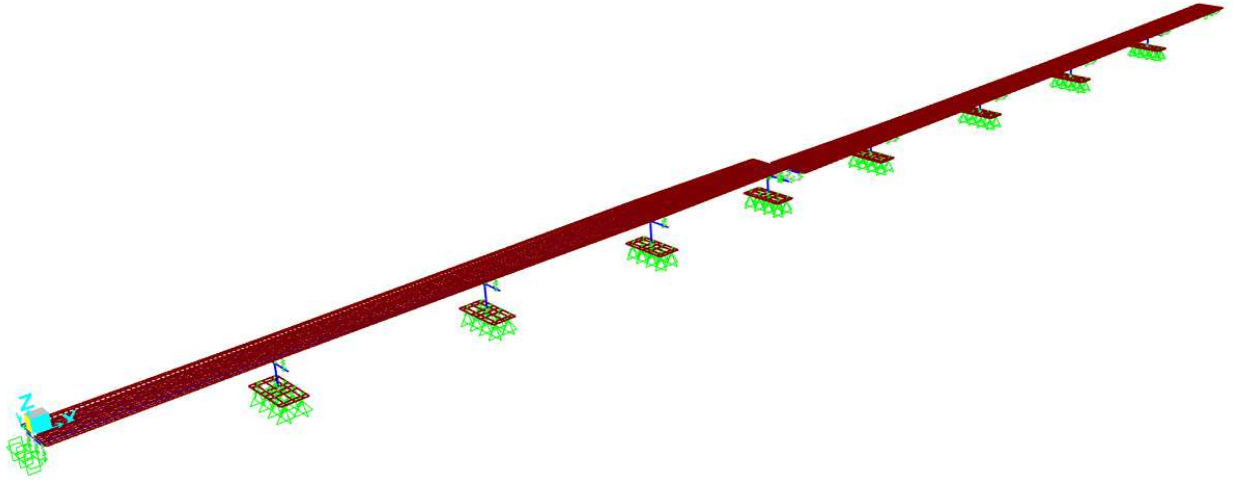


Figura 4.2. Modello FEM – Analisi Modale Modo 1

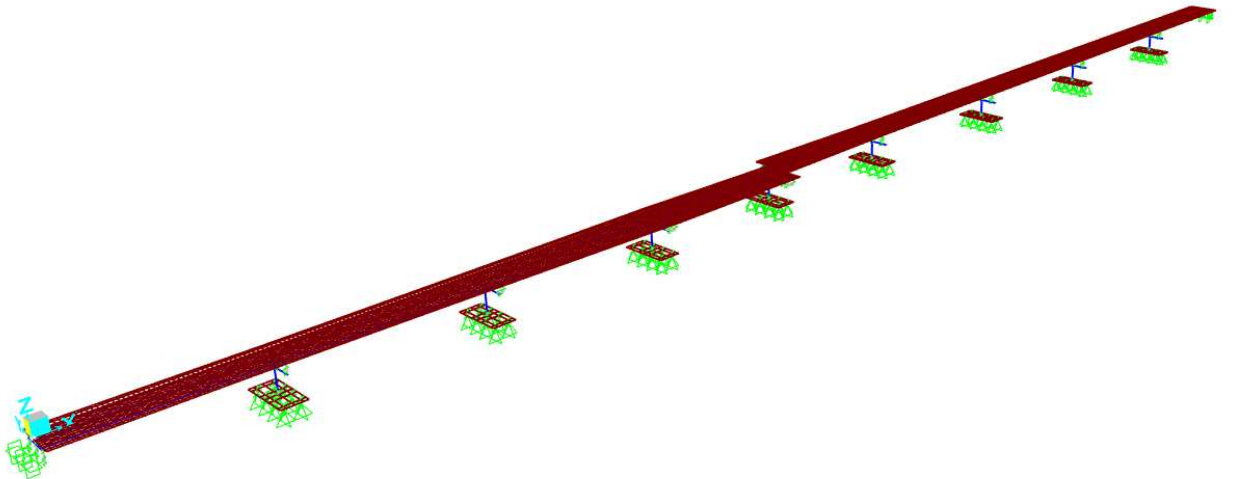


Figura 4.3. Modello FEM – Analisi Modale Modo 2



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

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

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	21128	638	1114	19884	4624
A2 - SLU - MT max gr.1	19868	638	1114	27028	4624
A2 - SLU - ML max gr.1	16470	737	1109	13304	5299
A2 - SLU - N max gr.2	19964	707	1114	18247	5321
A2 - SLU - MT max gr.2	19018	707	1114	23605	5321
A2 - SLU - ML max gr.2	16470	737	1109	13304	5299
A2 - SLU - N max gr.3	19964	638	1272	19850	4624
A2 - SLU - MT max gr.3	19018	638	1272	25208	4624
A2 - SLU - ML max gr.3	16470	737	1109	13304	5299
A2 - SLU - Vento ponte scarico	16470	643	987	12506	4587
A2 - SLU - N max gr.1	20304	528	1004	18837	3825
A2 - SLU - MT max gr.1	19043	528	1004	25982	3825
A2 - SLU - ML max gr.1	15646	627	999	12257	4500
A2 - SLU - N max gr.2	19139	597	1004	17200	4522
A2 - SLU - MT max gr.2	18194	597	1004	22559	4522
A2 - SLU - ML max gr.2	15646	627	999	12257	4500
A2 - SLU - N max gr.3	19139	528	1162	18803	3825
A2 - SLU - MT max gr.3	18194	528	1162	24162	3825
A2 - SLU - ML max gr.3	15646	627	999	12257	4500
A2 - SLU - Vento ponte scarico	15646	533	877	11460	3788
A1 - SLU - N max gr.1	27002	739	1288	23656	5359
A1 - SLU - MT max gr.1	25522	739	1288	32044	5359
A1 - SLU - ML max gr.1	21534	854	1283	15933	6138
A1 - SLU - N max gr.2	25635	820	1288	21735	6177
A1 - SLU - MT max gr.2	24525	820	1288	28025	6177
A1 - SLU - ML max gr.2	21534	854	1283	15933	6138
A1 - SLU - N max gr.3	25635	739	1475	23616	5359
A1 - SLU - MT max gr.3	24525	739	1475	29907	5359
A1 - SLU - ML max gr.3	21534	854	1283	15933	6138
A1 - SLU - Vento ponte scarico	21534	930	1327	16353	6657
A1 - SLU - N max gr.1	21114	555	1105	20915	4027
A1 - SLU - MT max gr.1	19634	555	1105	29302	4027
A1 - SLU - ML max gr.1	15646	670	1099	13191	4806
A1 - SLU - N max gr.2	19747	636	1105	18994	4845
A1 - SLU - MT max gr.2	19747	636	1105	18994	4845
A1 - SLU - ML max gr.2	18637	751	1099	25246	5624
A1 - SLU - N max gr.3	15646	555	1105	13229	4027
A1 - SLU - MT max gr.3	19747	555	1291	20875	4027
A1 - SLU - ML max gr.3	18637	670	1285	27128	4806
A1 - SLU - Vento ponte scarico	15646	746	1108	13254	5325

Relazione di calcolo delle Pile 1/2

SLE Rara - N max gr.1	15646	367	950	12210	2664
SLE Rara - MT max gr.1	19696	507	873	16726	3674
SLE Rara - ML max gr.1	18600	583	869	22914	4193
SLE Rara - N max gr.2	15646	507	873	11033	3674
SLE Rara - MT max gr.2	18684	567	873	15303	4280
SLE Rara - ML max gr.2	17862	643	869	19937	4799
SLE Rara - N max gr.3	15646	507	873	11033	3674
SLE Rara - MT max gr.3	18684	507	1011	16697	3674
SLE Rara - ML max gr.3	17862	583	1007	21331	4193
SLE Rara - Vento ponte scarico	15646	634	875	11049	4539
SLE Freq. - N max gr.1	18684	472	472	11365	3421
SLE Freq. - MT max gr.1	17862	472	472	16025	3421
SLE Freq. - ML max gr.1	15646	472	472	7095	3421
SLE Freq. - N max gr.2	17924	517	472	10298	3876
SLE Freq. - MT max gr.2	17308	517	472	13792	3876
SLE Freq. - ML max gr.2	15646	472	472	7095	3421
SLE Freq. - N max gr.3	17924	472	575	11343	3421
SLE Freq. - MT max gr.3	17308	472	575	14838	3421
SLE Freq. - ML max gr.3	15646	472	472	7095	3421
SLE Freq. - Vento ponte scarico	15646	393	446	7125	2837
SLE Q.P. - ML max gr.3	15646	507	507	7347	3674

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
1030	0	EX	Combination	Max	-13211.114	356.114	1246.578	299.8559	7859.8105	6046.7388
1030	0	EX	Combination	Min	-14017.643	-356.15	-1249.3	-300.67	-7879.4209	166.0975
1030	0	EY	Combination	Max	-13202.858	1140.127	375.734	141.9049	2356.6798	12468.4067
1030	0	EY	Combination	Min	-14025.899	-1140.163	-378.458	-142.719	-2376.2903	-6255.5704
1030	0	EZ	Combination	Max	-12312.359	357.755	376.063	113.3553	2363.7933	6269.667
1030	0	EZ	Combination	Min	-14916.399	-357.791	-378.786	-114.169	-2383.4038	-56.8307

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	26213	638	1114	21888	5772
A2 - SLU - MT max gr.1	24953	638	1114	29033	5772
A2 - SLU - ML max gr.1	21555	737	1109	15300	6626
A2 - SLU - N max gr.2	25049	707	1114	20252	6593
A2 - SLU - MT max gr.2	24103	707	1114	25610	6593
A2 - SLU - ML max gr.2	21555	737	1109	15300	6626
A2 - SLU - N max gr.3	25049	638	1272	22140	5772
A2 - SLU - MT max gr.3	24103	638	1272	27499	5772
A2 - SLU - ML max gr.3	21555	737	1109	15300	6626
A2 - SLU - Vento ponte scarico	21555	643	987	14283	5745
A2 - SLU - N max gr.1	25038	528	1004	20644	4775
A2 - SLU - MT max gr.1	23777	528	1004	27788	4775
A2 - SLU - ML max gr.1	20380	627	999	14055	5628
A2 - SLU - N max gr.2	23873	597	1004	19007	5596
A2 - SLU - MT max gr.2	22928	597	1004	24365	5596
A2 - SLU - ML max gr.2	20380	627	999	14055	5628
A2 - SLU - N max gr.3	23873	528	1162	20895	4775
A2 - SLU - MT max gr.3	22928	528	1162	26254	4775
A2 - SLU - ML max gr.3	20380	627	999	14055	5628
A2 - SLU - Vento ponte scarico	20380	533	877	13039	4747
A1 - SLU - N max gr.1	33568	739	1288	25975	6689
A1 - SLU - MT max gr.1	32089	739	1288	34362	6689
A1 - SLU - ML max gr.1	28101	854	1283	18241	7674
A1 - SLU - N max gr.2	32201	820	1288	24054	7653
A1 - SLU - MT max gr.2	31092	820	1288	30344	7653
A1 - SLU - ML max gr.2	28101	854	1283	18241	7674
A1 - SLU - N max gr.3	32201	739	1475	26271	6689
A1 - SLU - MT max gr.3	31092	739	1475	32561	6689
A1 - SLU - ML max gr.3	28101	854	1283	18241	7674
A1 - SLU - Vento ponte scarico	28101	930	1327	18742	8331
A1 - SLU - N max gr.1	25848	555	1105	22903	5027
A1 - SLU - MT max gr.1	24368	555	1105	31291	5027
A1 - SLU - ML max gr.1	20380	670	1099	15170	6012
A1 - SLU - N max gr.2	24481	636	1105	20982	5991
A1 - SLU - MT max gr.2	24481	636	1105	20982	5991
A1 - SLU - ML max gr.2	23371	751	1099	27225	6976
A1 - SLU - N max gr.3	20380	555	1105	15217	5027
A1 - SLU - MT max gr.3	24481	555	1291	23199	5027
A1 - SLU - ML max gr.3	23371	670	1285	29442	6012
A1 - SLU - Vento ponte scarico	20380	746	1108	15249	6668

SLE Rara - N max gr.1	20380	367	950	13920	3325
SLE Rara - MT max gr.1	24430	507	873	18297	4586
SLE Rara - ML max gr.1	23334	583	869	24478	5242
SLE Rara - N max gr.2	20380	507	873	12604	4586
SLE Rara - MT max gr.2	23418	567	873	16874	5300
SLE Rara - ML max gr.2	22596	643	869	21502	5956
SLE Rara - N max gr.3	20380	507	873	12604	4586
SLE Rara - MT max gr.3	23418	507	1011	18516	4586
SLE Rara - ML max gr.3	22596	583	1007	23144	5242
SLE Rara - Vento ponte scarico	20380	634	875	12625	5680
SLE Freq. - N max gr.1	23418	472	472	12214	4270
SLE Freq. - MT max gr.1	22596	472	472	16874	4270
SLE Freq. - ML max gr.1	20380	472	472	7944	4270
SLE Freq. - N max gr.2	22658	517	472	11147	4806
SLE Freq. - MT max gr.2	22042	517	472	14642	4806
SLE Freq. - ML max gr.2	20380	472	472	7944	4270
SLE Freq. - N max gr.3	22658	472	575	12379	4270
SLE Freq. - MT max gr.3	22042	472	575	15873	4270
SLE Freq. - ML max gr.3	20380	472	472	7944	4270
SLE Freq. - Vento ponte scarico	20380	393	446	7928	3544
SLE Q.P. - ML max gr.3	20380	507	507	8259	4586

Tabella 4.5 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione.

#### 4.7.3 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

<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	33568	739	1288	25975	6689	5743	2649	186
Al - SLU - MT max gr.1	32089	739	1288	34362	6689	5907	2115	186
Al - SLU - ML max gr.1	28101	854	1283	18241	7674	4806	2220	193
Al - SLU - N max gr.2	32201	820	1288	24054	7653	5559	2491	191
Al - SLU - MT max gr.2	31092	820	1288	30344	7653	5682	2091	191
Al - SLU - ML max gr.2	28101	854	1283	18241	7674	4806	2220	193
Al - SLU - N max gr.3	32201	739	1475	26271	6689	5584	2466	206
Al - SLU - MT max gr.3	31092	739	1475	32561	6689	5708	2065	206
Al - SLU - ML max gr.3	28101	854	1283	18241	7674	4806	2220	193
Al - SLU - Vento ponte scarico	28101	930	1327	18742	8331	4872	2153	203
Al - SLU - N max gr.1	25848	555	1105	22903	5027	4534	1928	155
Al - SLU - MT max gr.1	24368	555	1105	31291	5027	4699	1393	155
Al - SLU - ML max gr.1	20380	670	1099	15170	6012	3597	1498	161
Al - SLU - N max gr.2	24481	636	1105	20982	5991	4350	1770	159
Al - SLU - MT max gr.2	24481	636	1105	20982	5991	4350	1770	159
Al - SLU - ML max gr.2	23371	751	1099	27225	6976	4540	1303	166
Al - SLU - N max gr.3	20380	555	1105	15217	5027	3531	1564	155
Al - SLU - MT max gr.3	24481	555	1291	23199	5027	4376	1744	176
Al - SLU - ML max gr.3	23371	670	1285	29442	6012	4566	1277	181
Al - SLU - Vento ponte scarico	20380	746	1108	15249	6668	3646	1449	167
						5907	1277	206

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
3150	EX	Combination	Max	152	-22	3800
3150	EX	Combination	Min	-192	-228	2021
3150	EY	Combination	Max	51	108	3439
3150	EY	Combination	Min	-91	-358	2382
3150	EZ	Combination	Max	51	-30	3452
3150	EZ	Combination	Min	-91	-219	2369
3151	EX	Combination	Max	149	214	3931
3151	EX	Combination	Min	-206	16	2143
3151	EY	Combination	Max	46	346	3567
3151	EY	Combination	Min	-103	-116	2506
3151	EZ	Combination	Max	45	204	3590
3151	EZ	Combination	Min	-102	26	2484
3152	EX	Combination	Max	165	-74	2425
3152	EX	Combination	Min	-167	-279	760
3152	EY	Combination	Max	60	76	2295
3152	EY	Combination	Min	-62	-430	890
3152	EZ	Combination	Max	64	-74	2043
3152	EZ	Combination	Min	-66	-280	1143
3153	EX	Combination	Max	182	288	2679
3153	EX	Combination	Min	-183	86	997
3153	EY	Combination	Max	66	438	2548
3153	EY	Combination	Min	-66	-64	1128
3153	EZ	Combination	Max	71	286	2310
3153	EZ	Combination	Min	-71	87	1366
3154	EX	Combination	Max	192	-20	3801
3154	EX	Combination	Min	-152	-229	2024

Relazione di calcolo delle Pile 1/2

3154	EY	Combination	Max	93	108	3440
3154	EY	Combination	Min	-52	-358	2384
3154	EZ	Combination	Max	91	-30	3448
3154	EZ	Combination	Min	-50	-220	2376
3155	EX	Combination	Max	206	212	3929
3155	EX	Combination	Min	-148	18	2148
3155	EY	Combination	Max	101	345	3566
3155	EY	Combination	Min	-44	-115	2512
3155	EZ	Combination	Max	101	204	3585
3155	EZ	Combination	Min	-43	26	2492
3156	EX	Combination	Max	167	-73	2426
3156	EX	Combination	Min	-164	-281	762
3156	EY	Combination	Max	62	76	2297
3156	EY	Combination	Min	-59	-430	891
3156	EZ	Combination	Max	67	-73	2039
3156	EZ	Combination	Min	-64	-281	1149
3157	EX	Combination	Max	183	286	2678
3157	EX	Combination	Min	-182	87	1002
3157	EY	Combination	Max	66	437	2546
3157	EY	Combination	Min	-65	-64	1133
3157	EZ	Combination	Max	72	286	2306
3157	EZ	Combination	Min	-70	88	1373

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	20380	367	950	13920	3325	3358	1737	127
SLE Rara - MT max gr.1	24430	507	873	18297	4586	4135	1973	126
SLE Rara - ML max gr.1	23334	583	869	24478	5242	4301	1533	131
SLE Rara - N max gr.2	20380	507	873	12604	4586	3391	1704	126
SLE Rara - MT max gr.2	23418	567	873	16874	5300	3998	1856	130
SLE Rara - ML max gr.2	22596	643	869	21502	5956	4134	1515	135
SLE Rara - N max gr.3	20380	507	873	12604	4586	3391	1704	126
SLE Rara - MT max gr.3	23418	507	1011	18516	4586	4017	1837	141
SLE Rara - ML max gr.3	22596	583	1007	23144	5242	4153	1496	145
SLE Rara - Vento ponte scarico	20380	634	875	12625	5680	3468	1627	135
						4301	1496	145

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



**ICARIA**  
società di ingegneri



- 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  $9\phi 10/mq.$

**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 $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO**

MANDATARIA

MANDANTE



Forma del Dominio: Poligonale  
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	485.0	90.0
2	551.0	62.0
3	575.0	0.0
4	551.0	-62.0
5	485.0	-90.0
6	-485.0	-90.0
7	-551.0	-62.0
8	-575.0	0.0
9	-551.0	62.0
10	-485.0	90.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	483.0	80.0	30
2	543.2	54.4	30
3	564.3	0.0	30
4	543.2	-54.4	30
5	483.0	-80.0	30
6	-483.0	-80.0	30
7	-543.2	-54.4	30
8	-564.3	0.0	30
9	-543.2	54.4	30
10	-483.0	80.0	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	4	30
4	4	5	4	30
5	5	6	90	30
6	6	7	4	30
7	7	8	4	30
8	8	9	4	30
9	9	10	4	30
10	10	1	90	30

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

MANDATARIA



MANDANTE



**ICARIA**  
società di ingegneri

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	27001.80	5358.85	23656.41	739.15	1288.27
2	25522.20	5358.85	32043.55	739.15	1288.27
3	21534.30	6137.61	15932.50	853.68	1282.75
4	25634.93	6176.95	21734.82	820.15	1288.27
5	24525.23	6176.95	28025.18	820.15	1288.27
6	21534.30	6137.61	15932.50	853.68	1282.75
7	25634.93	5358.85	23616.45	739.15	1474.57
8	24525.23	5358.85	29906.81	739.15	1474.57
9	21534.30	6137.61	15932.50	853.68	1282.75
10	21534.30	6656.78	16352.62	930.02	1327.35
11	21113.50	4027.10	20915.16	555.46	1104.58
12	19633.90	4027.10	29302.31	555.46	1104.58
13	15646.00	4805.86	13191.26	669.99	1099.06
14	19746.63	4845.20	18993.57	636.46	1104.58
15	19746.63	4845.20	18993.57	636.46	1104.58
16	18636.93	5623.96	25246.39	750.99	1099.06
17	15646.00	4027.10	13228.80	555.46	1104.58
18	19746.63	4027.10	20875.20	555.46	1290.88
19	18636.93	4805.86	27128.02	669.99	1285.36
20	15646.00	5325.03	13253.83	746.33	1108.26
21	13211.11	7859.81	6046.74	1246.58	356.11
22	14017.64	7879.42	166.10	1249.30	356.15
23	13202.86	2356.68	12468.41	375.73	1140.13
24	14025.90	2376.29	6255.57	378.46	1140.16
25	12312.36	2363.79	6269.67	376.06	357.76
26	14916.40	2383.40	56.83	378.79	357.79

**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 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	15646.00	2664.00	12210.00
2	19696.00	3674.00	16726.00
3	18600.00	4193.00	22914.00
4	15646.00	3674.00	11033.00
5	18684.00	4280.00	15303.00
6	17862.00	4799.00	19937.00
7	15646.00	3674.00	11033.00
8	18684.00	3674.00	16697.00
9	17862.00	4193.00	21331.00
10	15646.00	4539.00	11049.00

**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	18684.00	3421.00 (0.00)	11365.00 (0.00)
2	17862.00	3421.00 (1081346.73)	16025.00 (5065355.57)
3	15646.00	3421.00 (0.00)	7095.00 (0.00)
4	17924.00	3876.00 (0.00)	10298.00 (0.00)
5	17308.00	3876.00 (239183.80)	13792.00 (851089.51)
6	15646.00	3421.00 (0.00)	7095.00 (0.00)
7	17924.00	3421.00 (0.00)	11343.00 (0.00)
8	17308.00	3421.00 (1119811.58)	14838.00 (4856990.44)
9	15646.00	3421.00 (0.00)	7095.00 (0.00)
10	15646.00	2837.00 (0.00)	7125.00 (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	15646.00	3674.00 (0.00)	7347.00 (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: 7.6 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
--------	-----	---	----	----	-------	--------	--------	----------	-----------

MANDATARIA



MANDANTE



**ICARIA**  
società di ingegneri

1	S	27001.80	5358.85	23656.41	27001.66	56897.04	249529.85	10.55
1569.2(592.9)								
2	S	25522.20	5358.85	32043.55	25522.14	49212.34	293804.64	9.17
1569.2(592.9)								
3	S	21534.30	6137.61	15932.50	21534.19	61391.42	158715.66	9.97
1569.2(592.9)								
4	S	25634.93	6176.95	21734.82	25634.90	59894.52	212959.06	9.79
1569.2(592.9)								
5	S	24525.23	6176.95	28025.18	24525.44	55032.69	250998.53	8.95
1569.2(592.9)								
6	S	21534.30	6137.61	15932.50	21534.19	61391.42	158715.66	9.97
1569.2(592.9)								
7	S	25634.93	5358.85	23616.45	25634.82	56246.42	247245.62	10.47
1569.2(592.9)								
8	S	24525.23	5358.85	29906.81	24525.46	50009.10	285144.42	9.53
1569.2(592.9)								
9	S	21534.30	6137.61	15932.50	21534.19	61391.42	158715.66	9.97
1569.2(592.9)								
10	S	21534.30	6656.78	16352.62	21534.54	61786.75	152241.57	9.31
1569.2(592.9)								
11	S	21113.50	4027.10	20915.16	21113.69	50726.95	264481.47	12.64
1569.2(592.9)								
12	S	19633.90	4027.10	29302.31	19634.18	42671.20	300307.99	10.26
1569.2(592.9)								
13	S	15646.00	4805.86	13191.26	15646.20	57418.20	156957.55	11.90
1569.2(592.9)								
14	S	19746.63	4845.20	18993.57	19746.37	55308.70	218886.88	11.52
1569.2(592.9)								
15	S	19746.63	4845.20	18993.57	19746.37	55308.70	218886.88	11.52
1569.2(592.9)								
16	S	18636.93	5623.96	25246.39	18636.87	52259.02	239706.43	9.49
1569.2(592.9)								
17	S	15646.00	4027.10	13228.80	15646.16	55729.42	181596.88	13.74
1569.2(592.9)								
18	S	19746.63	4027.10	20875.20	19746.42	50134.19	261501.16	12.52
1569.2(592.9)								
19	S	18636.93	4805.86	27128.02	18636.99	47389.30	273058.68	10.06
1569.2(592.9)								
20	S	15646.00	5325.03	13253.83	15646.16	58119.83	145081.36	10.94
1569.2(592.9)								
21	S	13211.11	7859.81	6046.74	13211.12	59789.94	46180.16	7.62
1569.2(592.9)								
22	S	14017.64	7879.42	166.10	14017.38	60919.90	1484.38	7.73
1569.2(592.9)								
23	S	13202.86	2356.68	12468.41	13202.68	46730.96	249786.84	20.03
1569.2(592.9)								
24	S	14025.90	2376.29	6255.57	14025.79	56659.31	150547.65	24.04
1569.2(592.9)								
25	S	12312.36	2363.79	6269.67	12312.11	55695.67	146100.36	23.34
1569.2(592.9)								
26	S	14916.40	2383.40	56.83	14916.25	61606.70	1504.57	25.85
1569.2(592.9)								

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

ec max

Deform. unit. massima del conglomerato a compressione

**MANDATARIA**



**MANDANTE**



	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	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	485.0	90.0	0.00312	483.0	80.0	-0.00774	-483.0	-80.0
2	0.00350	485.0	90.0	0.00318	483.0	80.0	-0.00781	-483.0	-80.0
3	0.00350	485.0	90.0	0.00292	483.0	80.0	-0.00986	-483.0	-80.0
4	0.00350	485.0	90.0	0.00306	483.0	80.0	-0.00824	-483.0	-80.0
5	0.00350	485.0	90.0	0.00312	483.0	80.0	-0.00792	-483.0	-80.0
6	0.00350	485.0	90.0	0.00292	483.0	80.0	-0.00986	-483.0	-80.0
7	0.00350	485.0	90.0	0.00312	483.0	80.0	-0.00786	-483.0	-80.0
8	0.00350	485.0	90.0	0.00317	483.0	80.0	-0.00786	-483.0	-80.0
9	0.00350	485.0	90.0	0.00292	483.0	80.0	-0.00986	-483.0	-80.0
10	0.00350	485.0	90.0	0.00290	483.0	80.0	-0.01008	-483.0	-80.0
11	0.00350	485.0	90.0	0.00314	483.0	80.0	-0.00815	-483.0	-80.0
12	0.00350	485.0	90.0	0.00320	483.0	80.0	-0.00859	-483.0	-80.0
13	0.00350	485.0	90.0	0.00290	483.0	80.0	-0.01054	-483.0	-80.0
14	0.00350	485.0	90.0	0.00306	483.0	80.0	-0.00862	-483.0	-80.0
15	0.00350	485.0	90.0	0.00306	483.0	80.0	-0.00862	-483.0	-80.0
16	0.00350	485.0	90.0	0.00310	483.0	80.0	-0.00848	-483.0	-80.0
17	0.00350	485.0	90.0	0.00297	483.0	80.0	-0.00973	-483.0	-80.0
18	0.00350	485.0	90.0	0.00314	483.0	80.0	-0.00828	-483.0	-80.0
19	0.00350	485.0	90.0	0.00316	483.0	80.0	-0.00841	-483.0	-80.0
20	0.00350	485.0	90.0	0.00285	483.0	80.0	-0.01103	-483.0	-80.0
21	0.00350	485.0	90.0	0.00220	483.0	80.0	-0.02015	-483.0	-80.0
22	0.00350	485.0	90.0	0.00161	483.0	80.0	-0.02871	-483.0	-80.0
23	0.00350	485.0	90.0	0.00312	483.0	80.0	-0.00896	-483.0	-80.0
24	0.00350	485.0	90.0	0.00287	483.0	80.0	-0.01098	-483.0	-80.0
25	0.00350	485.0	90.0	0.00284	483.0	80.0	-0.01138	-483.0	-80.0
26	0.00350	485.0	90.0	0.00164	483.0	80.0	-0.02823	-483.0	-80.0

**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	0.000005179	0.000036627	-0.002308486	----	----
2	0.000006366	0.000030259	-0.002310794	----	----
3	0.000003803	0.000056924	-0.003467845	----	----
4	0.000004574	0.000042994	-0.002587841	----	----
5	0.000005382	0.000036519	-0.002396779	----	----
6	0.000003803	0.000056924	-0.003467845	----	----
7	0.000005226	0.000037057	-0.002369985	----	----
8	0.000006224	0.000031387	-0.002343519	----	----
9	0.000003803	0.000056924	-0.003467845	----	----
10	0.000003689	0.000058898	-0.003590157	----	----

11	0.000006005	0.000034356	-0.002504271	----	----
12	0.000007477	0.000028553	-0.002696136	----	----
13	0.000004047	0.000059542	-0.003821613	----	----
14	0.000005055	0.000042496	-0.002776118	----	----
15	0.000005055	0.000042496	-0.002776118	----	----
16	0.000005598	0.000038586	-0.002687567	----	----
17	0.000004549	0.000051925	-0.003379242	----	----
18	0.000006065	0.000034775	-0.002571341	----	----
19	0.000006559	0.000032739	-0.002627678	----	----
20	0.000003813	0.000063745	-0.004086569	----	----
21	0.000001723	0.000129298	-0.008972327	----	----
22	0.000000099	0.000188919	-0.013550451	----	----
23	0.000006484	0.000036368	-0.002917914	----	----
24	0.000004001	0.000062402	-0.004056675	----	----
25	0.000003997	0.000064791	-0.004269616	----	----
26	0.000000097	0.000186080	-0.013294423	----	----

**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.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/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	912.25	38983.71	1174.61168.6	149.8	748.4	2.500	1.073	6.2	8.0(0.0)
2	S	988.54	31599.83	1154.86170.0	147.3	619.3	2.500	1.069	6.9	8.0(0.0)
3	S	937.30	53243.75	1223.61168.3	156.1	994.8	2.500	1.058	6.1	8.0(0.0)
4	S	951.83	44254.86	1192.87168.2	152.2	839.4	2.500	1.069	6.4	8.0(0.0)
5	S	999.20	37447.67	1174.33168.7	149.8	723.5	2.500	1.066	6.8	8.0(0.0)
6	S	937.30	53243.75	1223.61168.3	156.1	994.8	2.500	1.058	6.1	8.0(0.0)
7	S	937.84	38597.56	1175.93168.6	150.0	742.7	2.500	1.069	6.4	8.0(0.0)
8	S	1011.86	32301.52	1158.42169.7	147.8	632.7	2.500	1.066	7.0	8.0(0.0)
9	S	937.30	53243.75	1223.61168.3	156.1	994.8	2.500	1.058	6.1	8.0(0.0)
10	S	1011.19	54908.32	1227.20168.3	156.5	1022.9	2.500	1.058	6.6	8.0(0.0)
11	S	737.34	33427.71	1167.79169.1	149.0	655.1	2.500	1.057	5.1	8.0(0.0)
12	S	817.17	27011.68	1154.45171.3	147.3	537.5	2.500	1.053	5.7	8.0(0.0)
13	S	742.98	49605.68	1227.24168.3	156.5	938.2	2.500	1.042	4.9	8.0(0.0)
14	S	762.47	39822.85	1191.00168.2	151.9	767.9	2.500	1.053	5.1	8.0(0.0)
15	S	762.47	39822.85	1191.00168.2	151.9	767.9	2.500	1.053	5.1	8.0(0.0)
16	S	900.99	35870.16	1180.32168.5	150.6	699.9	2.500	1.050	6.1	8.0(0.0)
17	S	649.73	44134.75	1212.31168.1	154.6	845.0	2.500	1.042	4.3	8.0(0.0)
18	S	769.00	33118.92	1169.43169.0	149.2	650.4	2.500	1.053	5.3	8.0(0.0)
19	S	909.43	30602.44	1163.76169.5	148.4	605.7	2.500	1.050	6.3	8.0(0.0)

20	S	811.18	52641.10	1234.18168.4	157.4	990.0	2.500	1.042	5.3	8.0(0.0)
21	S	1251.21	57352.06	1256.80170.3	160.3	1065.8	2.500	1.036	8.0	8.0(0.0)
22	S	1249.49	57365.70	1267.22171.6	161.6	1055.1	2.500	1.038	7.9	8.0(0.0)
23	S	570.02	30913.24	1174.57168.9	149.8	614.7	2.500	1.036	3.9	8.0(0.0)
24	S	450.64	50110.78	1231.66168.3	157.1	948.3	2.500	1.038	2.9	8.0(0.0)
25	S	397.38	50064.83	1235.04168.3	157.5	949.0	2.500	1.033	2.6	8.0(0.0)
26	S	378.97	57504.41	1266.17171.5	161.5	1056.1	2.500	1.040	2.4	8.0(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	1.34	485.0	90.0	1.8	-483.0	-80.0	---	---
2	S	1.76	485.0	90.0	1.2	-483.0	-80.0	---	---
3	S	1.92	485.0	90.0	-2.7	-483.0	-80.0	510	14.1
4	S	1.45	485.0	90.0	0.3	-483.0	-80.0	0	0.0
5	S	1.77	485.0	90.0	-0.1	-483.0	-80.0	358	7.1
6	S	1.91	485.0	90.0	-3.5	-483.0	-80.0	681	21.2
7	S	1.45	485.0	90.0	0.3	-483.0	-80.0	0	0.0
8	S	1.71	485.0	90.0	0.5	-483.0	-80.0	0	0.0
9	S	1.85	485.0	90.0	-2.7	-483.0	-80.0	515	14.1
10	S	1.58	485.0	90.0	-1.4	-483.0	-80.0	624	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	1.56	485.0	90.0	2.7	-483.0	-80.0	---	---
2	S	1.62	485.0	90.0	0.7	-483.0	-80.0	0	0.0
3	S	1.33	485.0	90.0	2.0	-483.0	-80.0	---	---
4	S	1.57	485.0	90.0	1.7	-483.0	-80.0	---	---
5	S	1.62	485.0	90.0	0.2	-483.0	-80.0	0	0.0
6	S	1.33	485.0	90.0	2.0	-483.0	-80.0	---	---
7	S	1.53	485.0	90.0	2.2	-483.0	-80.0	---	---
8	S	1.57	485.0	90.0	0.7	-483.0	-80.0	0	0.0
9	S	1.33	485.0	90.0	2.0	-483.0	-80.0	---	---
10	S	1.25	485.0	90.0	3.1	-483.0	-80.0	---	---

**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 $f_{ctm}$
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; = $(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali



Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\text{ eff}}$ [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 = $0.6 S_{\text{max}} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\text{ max} \cdot (e_{\text{sm}} - e_{\text{cm}})$ [(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 (0.30)	0.00	0.00
2	S	0.00000	0	0.500	30.0	85	0.00000 (0.00000)	0	0.001 (0.30)	1081346.735065355.57	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	0.500	30.0	85	0.00000 (0.00000)	0	0.001 (0.30)	239183.80	851089.51
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	0.500	30.0	85	0.00000 (0.00000)	0	0.001 (0.30)	1119811.584856990.44	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	1.37	485.0	90.0	1.5	-483.0	-80.0	---	---

**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 (0.20)	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 :

$$N_{\max} = 5907 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$T_{\max} = 206 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 3931 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$$T_{\max} = 484 \text{ kN (CC. SLV)}$$

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.

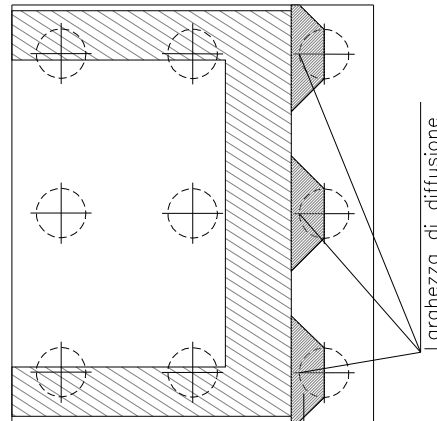
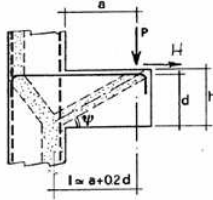


Figura 4.4. Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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 ( $P_{Ed}, H_{Ed}$ )

$P_r$  : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica

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

$P_r$  : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

- 1  $P_r \geq P_{Ed}$
- 2  $P_{R_c} \geq P_{R_s}$

Dati di progetto

$b(m) =$	<b>2.00</b>	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	<b>5907.00</b>	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	<b>206.00</b>	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	<b>1.20</b>	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	<b>1.80</b>	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	<b>0.12</b>	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	<b>1.68</b>	m	altezza utile
$l(m) =$	<b>1.54</b>	m	$a + 0,2d$
$\lambda =$	<b>1.02</b>		$\lambda = \text{ctg} \psi \geq 1 (0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)   
 $c(m) =$

Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	<b>14.1</b>	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	<b>391.0</b>	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

<u>Registro tipo R1</u>							
$n^\circ R1 =$	<b>1</b>	$\phi 1(mm) \geq$	<b>24.0</b>	$p1(cm) =$	<b>10.0</b>	$\theta 1^\circ =$	<b>0.0</b>
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 1 =$	20.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	9047.78	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	<b>9047.78</b>
<u>Registro tipo R2</u>							
$n^\circ R2 =$	<b>1</b>	$\phi 2(mm) \geq$	<b>24.0</b>	$p2(cm) =$	<b>10.0</b>	$\theta 2^\circ =$	<b>0.0</b>
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 2 =$	20.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	9047.78	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	<b>9047.78</b>
<u>Registro tipo R3</u>							
$n^\circ R3 =$	<b>0</b>	$\phi 3(mm) \geq$	<b>26.0</b>	$p3(cm) =$	<b>10.0</b>	$\theta 3^\circ =$	<b>0.0</b>
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	0.00	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	<b>0.00</b>

Verifiche di resistenza

$\Psi =$	<input type="text" value="0.778"/>	rad	=	<input type="text" value="44.55"/>	°
$P_{R_s} =$	<input type="text" value="6762.0"/>	KN		<input type="text" value="PRs &gt; PEd - Verifica Soddisfatta"/>	
$P_{R_c} =$	<input type="text" value="9326.0"/>	KN		<input type="text" value="PRc &gt; PRs - 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. Risulta:

$$M = T * \alpha$$

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

	N	M	V
SLU	5907	557	206
SLU	1277	557	206
SLV $q=1$	3931	1307	484
SLV $q=1$	760	1307	484
sle rara	4301	393	145
sle rara	1496	393	145
sle freq.	3824	251	93
sle freq.	1797	251	93

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare  $\phi 120$  cm

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

La lunghezza del palo è pari a  $L = 45.00$ m

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto $f_{cd}$ :	14.160 MPa
	Resis. compr. ridotta $f_{cd}'$ :	7.080 MPa
	Def.unit. max resistenza $ec2$ :	0.0020
	Def.unit. ultima $ecu$ :	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale $E_c$ :	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	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. $f_{yk}$ :	450.00 MPa

MANDATARIA

MANDANTE

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 $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
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	20	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	5907.00	557.00	206.00
2	1277.00	557.00	206.00
3	3931.00	1307.00	484.00
4	760.00	1307.00	484.00
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

MANDATARIA



MANDANTE



**GEOTECHNICAL  
DESIGN GROUP**



**ICARIA**  
società di ingegneri

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	4301.00	393.00	0.00
2	1496.00	393.00	0.00

**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 di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N° Comb.	N	Mx	My
1	3824.00	251.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	1797.00	251.00 (1081346.73)	0.00 (5065355.57)

**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	3824.00	251.00 (0.00)	0.00 (0.00)
2	1797.00	251.00 (0.00)	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:                      13.0 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	5907.00	557.00	5906.87	3081.92	5.53	106.2(33.9)
2	S	1277.00	557.00	1276.76	2272.01	4.08	106.2(33.9)
3	S	3931.00	1307.00	3931.18	2874.88	2.20	106.2(33.9)
4	S	760.00	1307.00	760.16	2117.48	1.62	106.2(33.9)
5	S	0.00	1.00	0.00	1866.94	999.00	106.2(33.9)
6	S	0.00	0.00	0.00	1866.94	999.00	106.2(33.9)
7	S	0.00	0.00	0.00	1866.94	999.00	106.2(33.9)
8	S	0.00	0.00	0.00	1866.94	999.00	106.2(33.9)
9	S	0.00	0.00	0.00	1866.94	999.00	106.2(33.9)
10	S	0.00	0.00	0.00	1866.94	999.00	106.2(33.9)

**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	0.0	60.0	0.00291	0.0	50.0	-0.00302	0.0	-50.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00247	0.0	50.0	-0.00785	0.0	-50.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00278	0.0	50.0	-0.00442	0.0	-50.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00237	0.0	50.0	-0.00889	0.0	-50.0
5	0.00350	0.0	60.0	0.00220	0.0	50.0	-0.01083	0.0	-50.0
6	0.00350	0.0	60.0	0.00220	0.0	50.0	-0.01083	0.0	-50.0
7	0.00350	0.0	60.0	0.00220	0.0	50.0	-0.01083	0.0	-50.0
8	0.00350	0.0	60.0	0.00220	0.0	50.0	-0.01083	0.0	-50.0
9	0.00350	0.0	60.0	0.00220	0.0	50.0	-0.01083	0.0	-50.0
10	0.00350	0.0	60.0	0.00220	0.0	50.0	-0.01083	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	0.00000000	0.000059294	-0.000057647	----	----
2	0.00000000	0.000103165	-0.002689913	----	----
3	0.00000000	0.000072001	-0.000820060	----	----
4	0.00000000	0.000112635	-0.003258091	----	----
5	0.00000000	0.000130305	-0.004318276	----	----
6	0.00000000	0.000130305	-0.004318276	----	----
7	0.00000000	0.000130305	-0.004318276	----	----
8	0.00000000	0.000130305	-0.004318276	----	----
9	0.00000000	0.000130305	-0.004318276	----	----
10	0.00000000	0.000130305	-0.004318276	----	----



**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.proiettata 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	206.00	2409.82	804.82	91.8   72.7	108.6	2.500	1.250	2.9	11.3(0.0)
2	S	206.00	2308.18	927.58	94.3   83.8	104.4	2.500	1.080	2.5	11.3(0.0)
3	S	484.00	2548.91	847.62	92.1   76.6	109.4	2.500	1.245	6.5	11.3(0.0)
4	S	484.00	2247.65	944.30	95.4   85.4	103.0	2.500	1.047	5.8	11.3(0.0)
5	S	0.00	3063.28	390.51	98.2   88.2	98.1	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
6	S	0.00	3063.28	390.51	98.2   88.2	98.1	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
7	S	0.00	3063.28	390.51	98.2   88.2	98.1	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
8	S	0.00	3063.28	390.51	98.2   88.2	98.1	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
9	S	0.00	3063.28	390.51	98.2   88.2	98.1	1.000	1.000	0.0	11.3(0.0)
10	S	0.00	3063.28	390.51	98.2   88.2	98.1	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	5.27	0.0	90.0	25.8	0.0	-50.0	----	----
2	S	3.25	0.0	90.0	-10.8	0.0	-50.0	323	5.3

**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	4.20	0.0	90.0	29.0	0.0	-50.0	----	----
2	S	2.63	0.0	90.0	5.4	0.0	-50.0	----	----

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

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; $= (e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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 sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	----	----	----	----	----	0.000 (0.40)	1081346.735065355.57	

**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	4.20	0.0	90.0	29.0	0.0	-50.0	----	----
2	S	2.63	0.0	0.0	5.4	0.0	-50.0	----	----

**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	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.30)	0.00	0.00