

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA

TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA

VI07\_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo pila tipo 1

SCALA:

-

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

IV01 00 D 09 CL VI0705 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G.Grimaldi	Febbraio 2022	D. Guerci	Febbraio 2022	G. Fadda	Febbraio 2022	A. Vittozzi Febbraio 2022

ITALFERR S.p.A.  
U.O. Opere Civili e Segreteria delle  
Dott. Ing. Andrea Vittozzi  
Ordine degli Ingegneri di Genova  
n. 4307/83

File: IV0100D09CLVI0705001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA .....	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	4
1.2	ASPETTI LEGATI ALLE OPERE DI FONDAZIONE .....	6
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	7
3	MATERIALI .....	8
3.1	CALCESTRUZZO .....	8
3.2	ACCIAIO .....	9
3.3	VERIFICA S.L.E. ....	10
3.3.1	<i>Verifiche alle tensioni</i> .....	10
3.3.2	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	11
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 .....	13
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA .....	16
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA .....	17
4.6	ANALISI DEI CARICHI .....	19
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i> .....	19
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i> .....	21
4.6.3	<i>Azione del Vento</i> .....	25
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i> .....	27
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i> .....	29
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i> .....	29
4.6.7	<i>Azione sismica</i> .....	31
4.6.8	<i>Analisi Dinamica Lineare</i> .....	34

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	3 di 54

4.6.9	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	37
4.6.10	Riepilogo risultati.....	38
4.7	SOLLECITAZIONI.....	39
4.7.1	Base Pila .....	39
4.7.2	Plinto di fondazione.....	41
4.8	PALI DI FONDAZIONE .....	44
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	46
4.9.1	Pila .....	47
4.9.2	Zattera di fondazione.....	53

## 1 PREMESSA

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 ferroviario VI07, Viadotto su Torrente Arroscia.

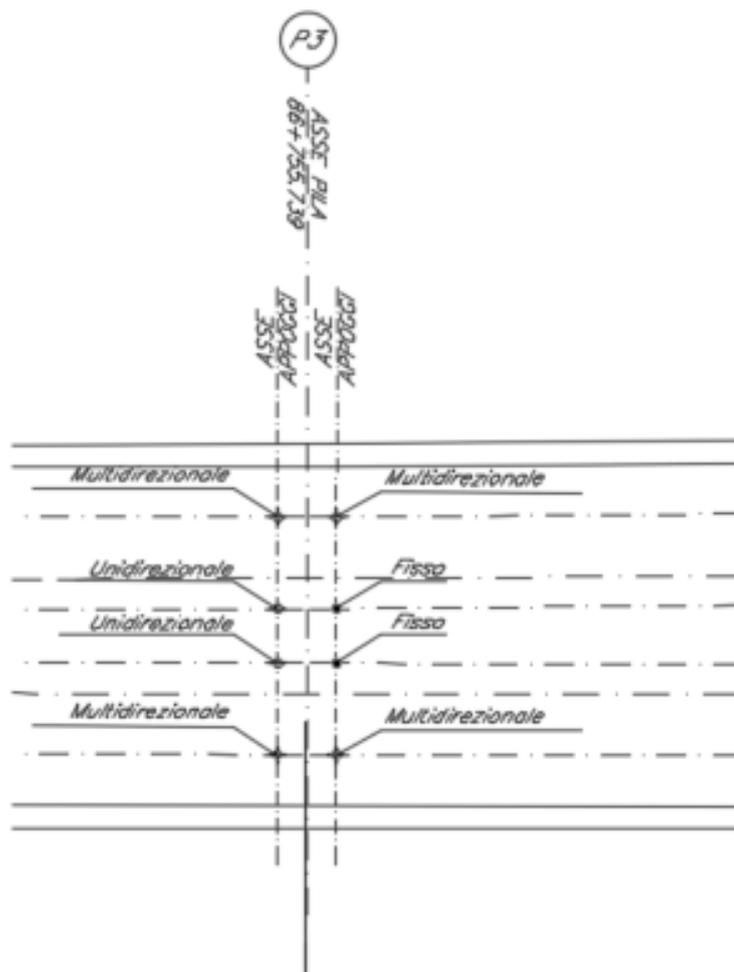
In particolare si tratterà la Pila 3 che presenta su cui appoggiano due impalcati di luce 60m.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018

### 1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto ferroviario VI07 ha una lunghezza totale di circa 360 m, il è costituito da 6 impalcati di luce 60m. Il viadotto è previsto a doppio binario.

Pile e spalle sono realizzate in c.a. gettato in opera.



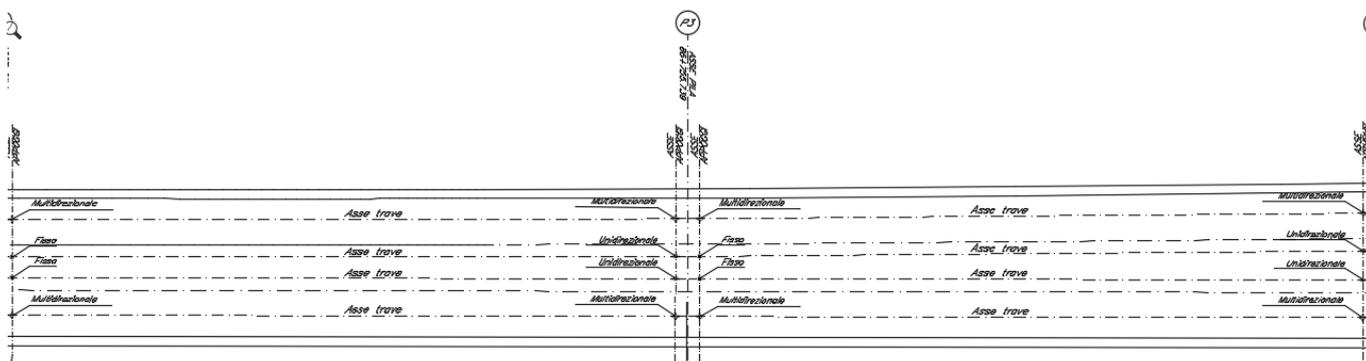


Figura 1 - schema appoggi impalcati convergenti sulla pila.

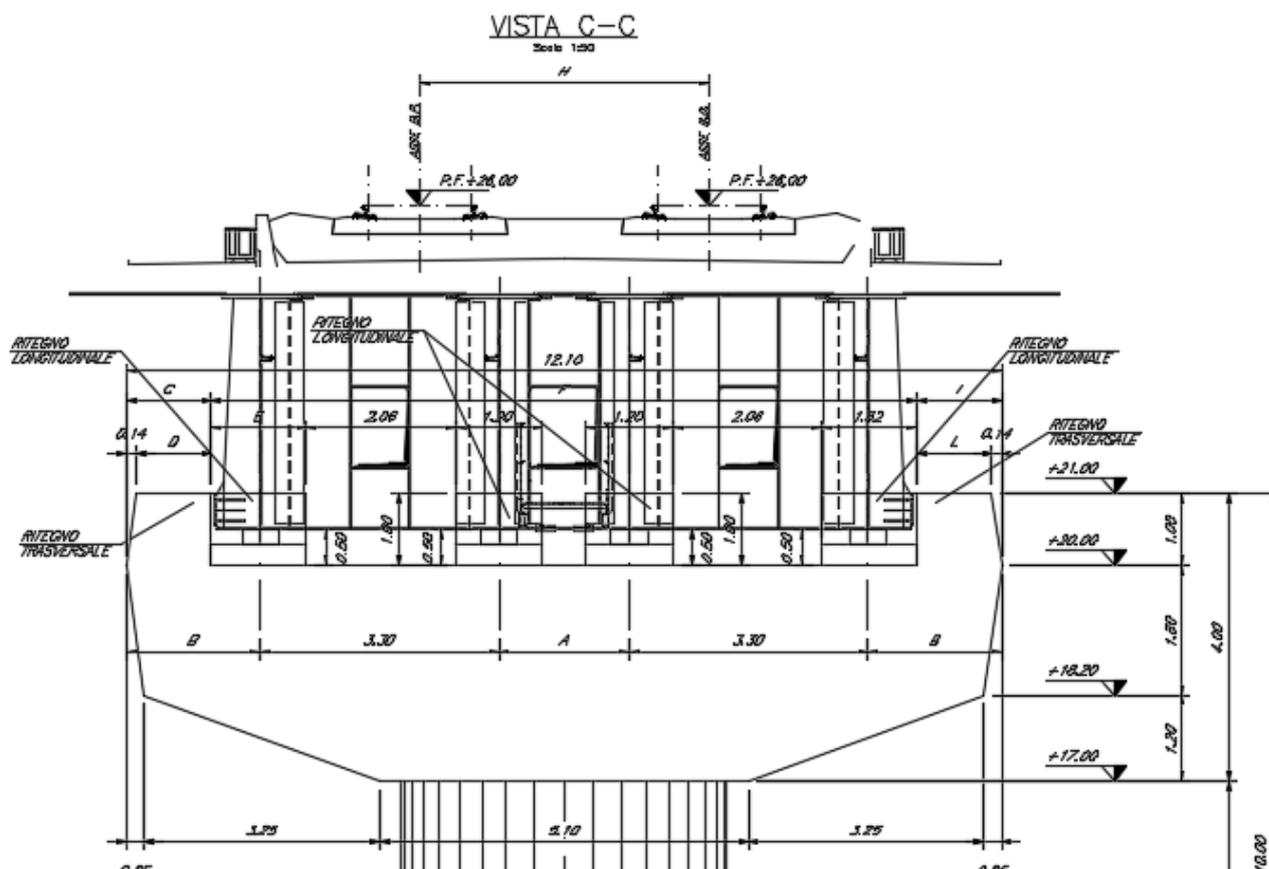


Figura 2 - sezione trasversale impalcato sx e dx

## 1.2 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni sono realizzate sia per le pile che per le spalle con plinti su pali di grande diametro.

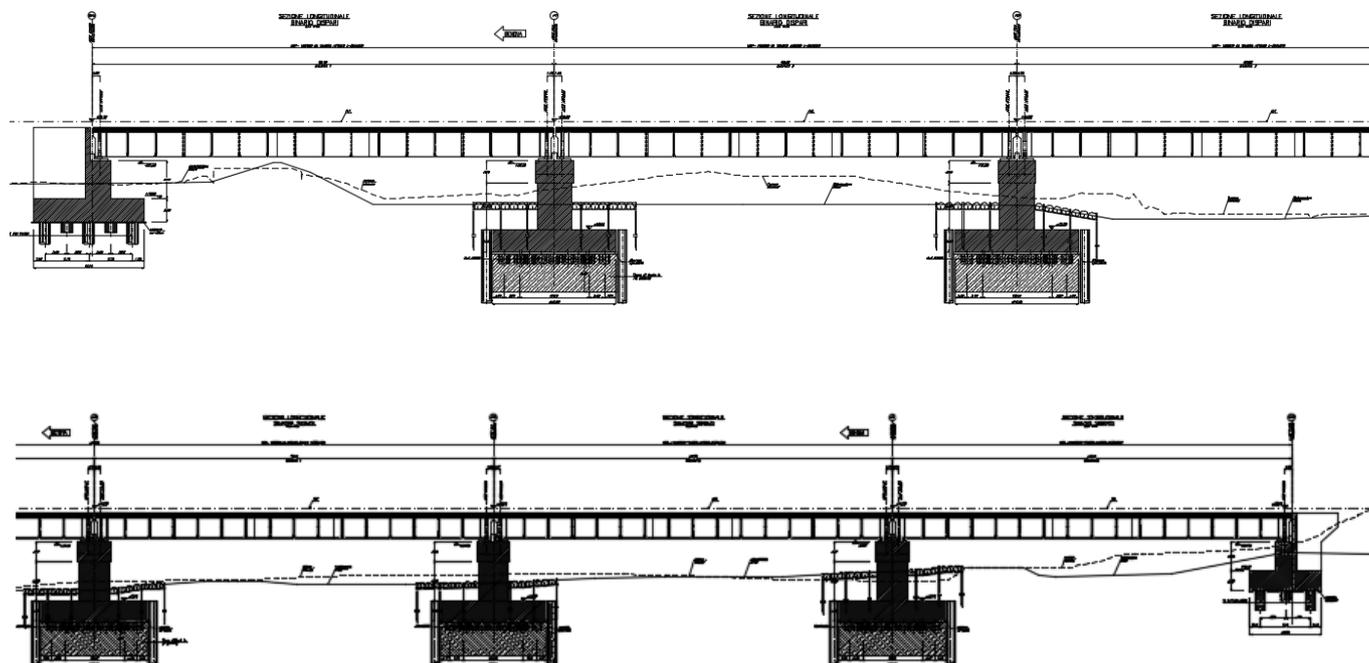


Figura 3 – sviluppo longitudinale del viadotto

## 2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- *Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;"*

### 3 MATERIALI

#### 3.1 calcestruzzo

##### Caratteristiche CLS secondo NTC 2018/UNI EN 206/UNI 11104

Elemento		plinti	elevazione pile/spalle	soletta sezioni miste	travi incorporate
Corrosione indotta da					
Carbonatazione	XC	XC2	XC4	XC3	XC3
Cloruri (altre fonti)	XD	-	-	-	-
Cloruri acqua di mare	XS	-	XS1	XS1	XS1
Gelo/disgelo	XF	-	-	-	-
Chimico	XA	-	-	-	-
Condizioni ambientali	-	<b>ordinarie</b>	<b>aggressive</b>	<b>aggressive</b>	<b>aggressive</b>
Classe di resistenza minima	-	C32/40	C32/40	C35/45	C35/45
Contenuto minimo di cemento	kg/mc	300	340	340	340
Rapporto massimo acqua/cemento	-	0.60	0.50	0.50	0.50
Classe di consistenza (Slump)	-	S4	S4	S4	S4
Tipo di cemento	-	CEM III÷V	CEM III÷V	CEM I÷V	CEM I÷V
Diametro massimo dell'inerte	mm	32	25	20	20
<b>Calcolo copriferro secondo NTC 2018</b>					
Copriferro minimo	mm	20	35	35	35
Incremento per tolleranze di posa	mm	10	10	10	10
Incremento per VN=100 anni	mm	0	0	0	0
Decremento per controllo qualità	mm	0	0	0	0
Incremento per $C \leq C_{min}$	mm	0	0	0	0
Copriferro nominale (minimo da NTC)	mm	30	45	45	45
Copriferro nominale (MdP)		40	40+10	35+10	35+10
Copriferro nominale adottato	mm	<b>40</b>	<b>50</b>	<b>45</b>	<b>45</b>

### Opera Ferroviaria

#### Limiti Tensionali

Resistenza cilindrica caratteristica (fck)	MPa	25	32	35	35
SLE rara (sc≤0.55*fck)	MPa	13.75	17.60	19.25	19.25
SLE frequente (-)	MPa	-	-	-	-
SLE q.perm. (sc≤0.40*fck)	MPa	10.00	12.80	14.00	14.00

#### Limiti Fessurativi

tipo armatura	poco sensibile	poco sensibile	poco sensibile	poco sensibile
SLE rara gr4	w1=0.2mm	w1=0.2mm	w1=0.2mm	w1=0.2mm
SLE frequente	-	-	-	-
SLE q.perm.	-	-	-	-

## 3.2 Acciaio

Per le travi e tutti gli elementi strutturali in acciaio dell'impalcato si utilizza

Acciaio S355J2

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>tk</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Figura 4 – valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f<sub>yk</sub> e di rottura f<sub>tk</sub>

Per l'armatura della soletta e degli elementi in calcestruzzo armato si prevede

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

f <sub>y nom</sub>	450 N/mm <sup>2</sup>
f <sub>t nom</sub>	540 N/mm <sup>2</sup>

	Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia					
	Tratta finale Ligure-Andora					
	VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935					
Relazione di calcolo pila tipo 1	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0705001	REV. A	FOGLIO 10 di 54

### 3.3 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 attese, secondo quanto di seguito specificato

#### 3.3.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A", ovvero:

##### Strutture in c.a.

##### Tensioni di compressione del calcestruzzo

Devono essere rispettati i seguenti limiti per le tensioni di compressione nel calcestruzzo:

- per combinazione di carico caratteristica (rara):  $0,55 f_{ck}$ ;
- per combinazioni di carico quasi permanente:  $0,40 f_{ck}$ ;
- per spessori minori di 5 cm, le tensioni normali limite di esercizio sono ridotte del 30%.

##### Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare  $0,75 f_{yk}$ .

### 3.3.2 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:

**Tabella 1 – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione e Condizioni Ambientali**

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

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

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Data la maggior restrittività, alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal "Manuale di Progettazione delle Opere Civili" secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 14.1.2018, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l'apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara)  $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

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 circolare di diametro 4,50m, un'altezza complessiva di 6,00m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 4,9 x 12,10m ed altezza 3,00m.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro  $f=1,50m$  collegati in testa da una platea di spessore 3,00 m.

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.

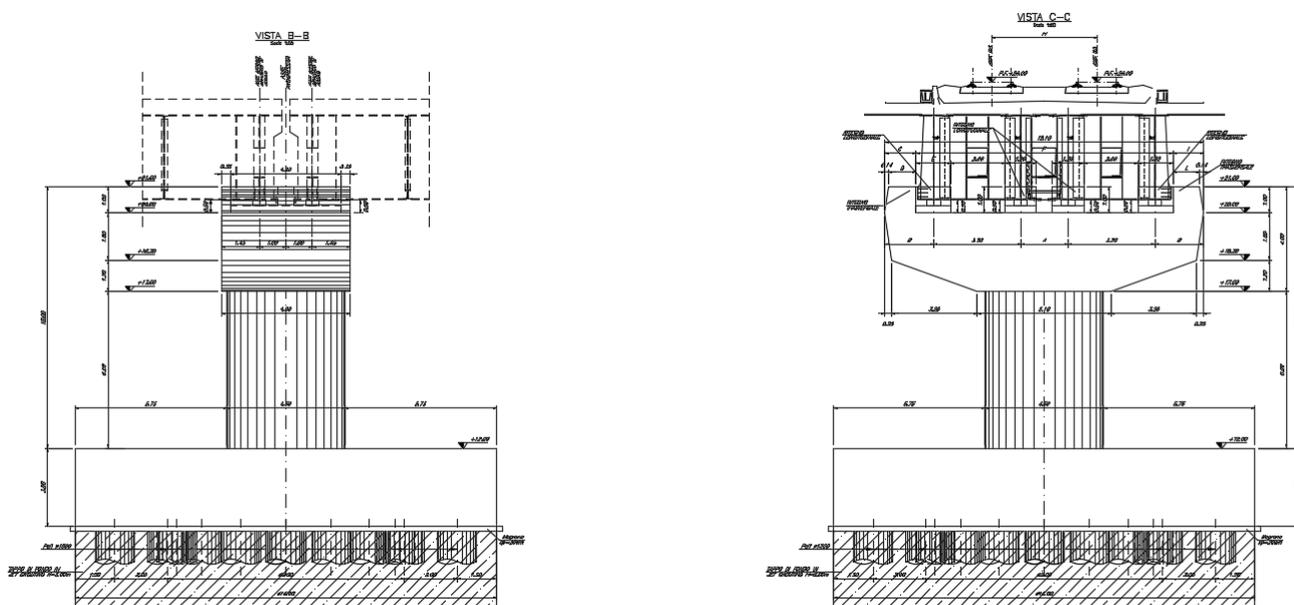


Figura 5 – prospetti pila

### 4.2 Modelli a mensola per la verifica delle pile

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

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

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

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

### 4.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

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

#### 2.5.3. COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

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

– Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

– 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:

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

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

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

## Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	14 di 54

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	$\gamma_{\epsilon 1}$	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	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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



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	$\gamma_{cls}$	<b>25</b>	$\text{kN/m}^3$
Peso terreno	$\gamma_t$	<b>20</b>	$\text{kN/m}^3$
Sovraccarico accidentale sul rilevato	$q_{acc}$	<b>0,0</b>	$\text{kN/m}^2$
Altezza appoggio + baggiole	$h_{ap}$	<b>0,50</b>	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	$H_1$	<b>9,50</b>	m
Pulvino			
Altezza	$H_p$	<b>3,00</b>	m
Lunghezza lungo asse X	$b_p$	<b>4,9</b>	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_p$	<b>12,10</b>	m
Area Sezione		<b>59,29</b>	$\text{m}^2$
% Vuoti sezione		<b>0%</b>	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_p$	<b>0,00</b>	m
Pila			
Altezza	$H_m$	<b>6,00</b>	m
Lunghezza lungo asse X (o diametro se circolare)	$b_m$	<b>4,50</b>	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_m$	<b>4,50</b>	m
Area Sezione		<b>15,90</b>	$\text{m}^2$
% Vuoti sezione		<b>0%</b>	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	$x_m$	<b>0,00</b>	m
Distanza asse baggiole- asse pila (sx)	$x_{m1}$	<b>-1,00</b>	m
Distanza asse baggiole- asse pila (dx)	$x_{m2}$	<b>1,00</b>	m

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	18 di 54

Plinto			
Altezza	$H_f$	3,00	m
Lunghezza lungo asse X	$b_f$	16,00	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_f$	16,00	m
Spessore ricoprimento medio	$h_t$	3,00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		-1,00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1,00	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno ( $\varphi$ )		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	▼	Ko= 0.426	▼
			426 271
Sisma			
$S_s$		1,200	
$a_g$		0,179	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0,215	
$F_0$		2,499	

Tabella 2 – Dati di input

## 4.6 Analisi dei carichi

### 4.6.1 *Peso proprio elementi strutturali*

#### ➤ *Peso proprio strutture*

Di seguito si riporta nel dettaglio l'analisi dei carichi effettuata.

Impalcato SINISTRO e DESTRO

- $G_1$ : peso strutturale portante, dato dalla somma dei seguenti contributi:
  - Peso proprio cassoni travi in acciaio;
  - Peso proprio soletta in c.a. e paraballast;
- $G_2$ : peso strutturale portato, dato dalla somma dei seguenti contributi:
  - Peso proprio della barriera antirumore, assunto pari a 15 kN/m;
  - Peso proprio della barriera antilancio, assunto pari a 7 kN/m;
  - Peso del ballast, assunto pari a
$$L_{vasca}[4,06m] * h_{vasca}[0,8m] * \gamma_{ballast} [18 \text{ kN}/m^3] * 2 = 117 \text{ kN}/m$$
  - Peso del camminamento pedonale, assunto pari a 13,42 kN/m;
  - Peso della canaletta, assunto pari a 2,1 kN/m, per ogni canaletta;
  - Peso della veletta, assunto pari a 2,5 kN/m, per ogni veletta.

### Impalcato (sx)

N° Binari		<b>2</b>	
Lunghezza	L	<b>60</b>	m
Peso Proprio	G <sub>1</sub>	<b>336</b>	kN/m
Permanenti portati	G <sub>2</sub>	<b>162</b>	kN/m
Ballast		<b>0</b>	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	<b>4</b>	
Reazione appoggio i = (G <sub>1</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	2520,0	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n	R <sub>i</sub>	1215,0	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n (ballast)	R <sub>i</sub>	0	kN

### Impalcato (dx)

N° Binari		<b>2</b>	
Lunghezza	L	<b>60</b>	m
Peso Proprio	G1	<b>336</b>	kN/m
Permanenti portati	G2	<b>162</b>	kN/m
Ballast	G2	<b>0</b>	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	<b>4</b>	
Reazione appoggio i = (G <sub>1</sub> *L/2)/n	Ri	2520,0	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n	Ri	1215,0	kN
Reazione appoggio i = (G <sub>2</sub> *L/2)/n (ballast)	Ri	0	kN

#### 4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato, per la campata sinistra e destra:

BINARIO 1	SX	ai	Primo		1,0 (LM 71"+SW/0)		-		1,0 SW/2	
			Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
	APPOGGIO	REAZIONE								
	1	-0,267	-3,3	0	3524	1,1	1	1,02	0	3599
	2	0,098	-0,97	0	3524	1,1	1	1,02	0	3599
	3	0,402	0,97	0	3524	1,1	1	1,02	0	3599
	4	0,767	3,3	0	3524	1,1	1	1,02	0	3599
BINARIO 2	SX	ai	secondo		1,0 (LM 71"+SW/0)		-		1,0 (LM 71"+SW/0)	
			Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
	APPOGGIO	REAZIONE								
	1	-0,267	-3,3	2643	0	1,1	1	1,02	2969	0
	2	0,098	-0,97	2643	0	1,1	1	1,02	2969	0
	3	0,402	0,97	2643	0	1,1	1	1,02	2969	0
	4	0,767	3,3	2643	0	1,1	1	1,02	2969	0
BINARIO 1	dx	ai	Primo		1,0 (LM 71"+SW/0)		-		1,0 SW/2	
			Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
	APPOGGIO	REAZIONE								
	1	-0,267	-3,3	0	3524	1,1	1	1,02	0	3599
	2	0,098	-0,97	0	3524	1,1	1	1,02	0	3599
	3	0,402	0,97	0	3524	1,1	1	1,02	0	3599
	4	0,767	3,3	0	3524	1,1	1	1,02	0	3599
BINARIO 2	dx	ai	secondo		1,0 (LM 71"+SW/0)		-		1,0 (LM 71"+SW/0)	
			Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
	APPOGGIO	REAZIONE								
	1	-0,267	-3,3	2643	0	1,1	1	1,02	2969	0
	2	0,098	-0,97	2643	0	1,1	1	1,02	2969	0
	3	0,402	0,97	2643	0	1,1	1	1,02	2969	0
	4	0,767	3,3	2643	0	1,1	1	1,02	2969	0
BINARIO 1	dx	LO CAMPATA DX								
			Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
	APPOGGIO	REAZIONE								
	1	-0,267	-3,3	0	3947	1,1	1	1,02	0	4031
	2	0,098	-0,97	0	3947	1,1	1	1,02	0	4031
	3	0,402	0,97	0	3947	1,1	1	1,02	0	4031
	4	0,767	3,3	0	3947	1,1	1	1,02	0	4031
BINARIO 2	dx	ai								
			Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
	APPOGGIO	REAZIONE								
	1	-0,267	-3,3	0	3947	1,1	1	1,02	0	4031
	2	0,098	-0,97	0	3947	1,1	1	1,02	0	4031
	3	0,402	0,97	0	3947	1,1	1	1,02	0	4031
	4	0,767	3,3	0	3947	1,1	1	1,02	0	4031

Per il calcolo di  $a_i$ , coefficiente di Courbon, si è utilizzata la seguente formula:

$$a_i = \frac{1}{n} + \frac{e \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2}$$

Dove:

- n è il numero di appoggi
- e è l'eccentricità dell'asse binario rispetto all'asse della trave (che tiene conto dell'eccentricità del carico ferroviario secondo NTC2018 capitolo 5.2.2.2.1.1)
- $y_i$  è la distanza tra l'asse della trave e l'asse dell'impalcato

I carichi verticali dovuti al traffico sono calcolati tenendo conto della posizione che massimizza le reazioni sulla pila, per la loro definizione si rimanda al paragrafo 4.6.4.

Questi, dopo essere ripartiti con il metodo di Courbon, forniscono i risultati in tabella seguente.

**REAZIONI VINCOLARI [kN,m]**

sx

Apoggio	A			B			C			D			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	2520			2520			2520			2520			0,00
Permanenti G2	1215			1215			1215			1215			0,00
Ballast													0,00
Comb. Nmax Qv	1967			1738			1546			1317			0,00
Comb. Nmax Q frenatura													0,00
Comb. Nmax Q centrifuga													0,00
Comb. Nmax Q serpeggio						28			28				4,50
Comb. MTmax Qv	1967			1738			1546			1317			0,00
Comb. MTmax Q frenatura													0,00
Comb. MTmax Q centrifuga													0,00
Comb. MTmax Q serpeggio						28			28				4,50
Comb. MLmax Qv													0,00
Comb. MLmax Q frenatura													0,00
Comb. MLmax Q centrifuga													0,00
Comb. MLmax Q serpeggio													4,50
Vento Ponte Scarico						364			364				4,50
Vento Ponte Carico						350			350				4,50
Attrito permanente		22			22			22			22		0,00
Attrito carichi mobili		59			52			46			39		0,00
q=1.5	Sisma longitudinale												0,00
	Sisma trasversale						3377		3377				4,50
	Sisma verticale	507			507		507			507			0,00
q=1.36	Sisma longitudinale		0			0		0			0		0,00
	Sisma trasversale			0			3725		3725			0	4,50
	Sisma verticale	507			507		507			507			0,00
q=1	Sisma longitudinale		0			0		0			0		0,00
	Sisma trasversale			0			5066		5066			0	4,50
	Sisma verticale	507			507		507			507			0,00

**REAZIONI VINCOLARI** [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			C			D			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	2520			2520			2520			2520			0,00
Permanenti G2	1215			1215			1215			1215			0,00
Ballast													0,00
Comb. Nmax Qv	1967			1738			1546			1317			0,00
Comb. Nmax Q frenatura					1050			1050					0,00
Comb. Nmax Q centrifuga													0,00
Comb. Nmax Q serpeggio						28			28				4,50
Comb. MTmax Qv	1967			1738			1546			1317			0,00
Comb. MTmax Q frenatura					1050			1050					0,00
Comb. MTmax Q centrifuga													0,00
Comb. MTmax Q serpeggio						28			28				4,50
Comb. MLmax Qv	2015			2015			2015			2015			0,00
Comb. MLmax Q frenatura					1050			1050					0,00
Comb. MLmax Q centrifuga													0,00
Comb. MLmax Q serpeggio						55			55				4,50
Vento Ponte Scarico						364			364				4,50
Vento Ponte Carico						350			350				4,50
Attrito permanente		22			22			22			22		0,00
Attrito carichi mobili		60			60			60			60		0,00
q=1.5	Sisma longitudinale				6754			6754					0,00
	Sisma trasversale					3377			3377				4,50
	Sisma verticale	507			507			507			507		0,00
q=1.36	Sisma longitudinale				7450			7450					0,00
	Sisma trasversale					3725			3725				4,50
	Sisma verticale	507			507			507			507		0,00
q=1	Sisma longitudinale				10132			10132					0,00
	Sisma trasversale					5066			5066				4,50
	Sisma verticale	507			507			507			507		0,00

#### 4.6.3 Azione del Vento

Il calcolo dell'azione del vento si effettua prendendo come riferimento il sito effettivo del viadotto posto in zona 7, in prossimità del livello del mare.

<b>Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005</b>				
Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	10	10	m
Zona	Z	7	7	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	1000	1000	m
Parametri	ks	0,54	0,54	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$vb= vb0 * (1 + ks(as/ao-1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112,5	112,5	anni
	$\alpha R$	1,05	1,05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29,28	29,28	m/s
Densità dell'aria	$\rho$	1,25	1,25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$qb=0.5*\rho*vb^2$	0,54	0,54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		1,5	1,5	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	III	III	
<b>Vento su impalcato</b>				
Parametri	kr	0,2	0,2	
Parametri	z0	0,1	0,1	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	15	15	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2,41	2,41	
Larghezza impalcato	b	11,4	11,4	m
Altezza impalcato	h1	3,9	4,6	m
Altezza treno o parapetto	h2	5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	8,9	8,6	m
Rapporto di forma	b/dtot	1,28	1,33	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	2,12	2,10	

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	26 di 54

<b>Riepilogo</b>				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0,54	0,54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2,41	2,41	
Coefficiente di forza	cfx	2,12	2,10	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	8,9	8,6	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	24,3	23,3	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2,73	2,71	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1,5	1,5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	24,3	23,3	kN/m
<b>Vento impalcato a ponte scarico</b>		<b>sx</b>	<b>dx</b>	
Forza statica equivalente	f	24,3	24,3	kN/m
Luce impalcato	L	60	60	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	729	729	kN/m
<b>Vento impalcato a ponte carico</b>				
Forza statica equivalente	f	23,3	23,3	kN/m
Luce impalcato	L	60	60	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	699	699	kN/m

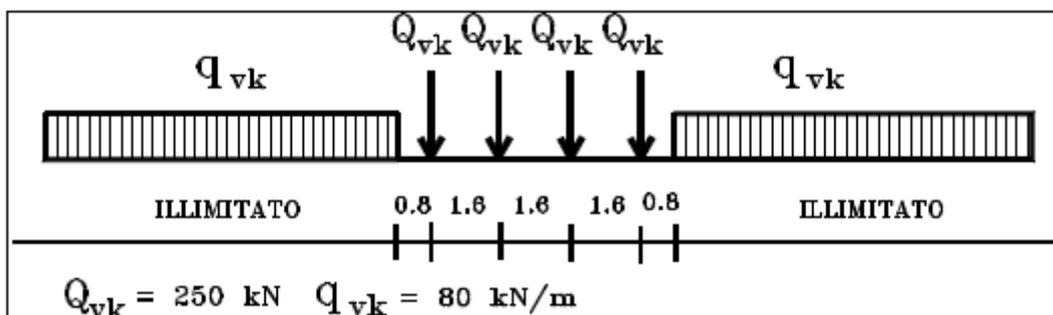
#### 4.6.4 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2.

Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ *Modello di carico LM71*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.

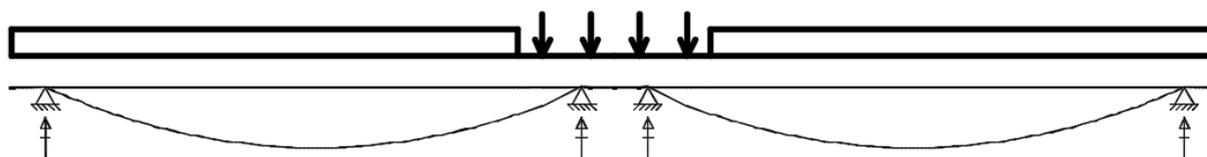


*Treno di carico LM 71*

Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

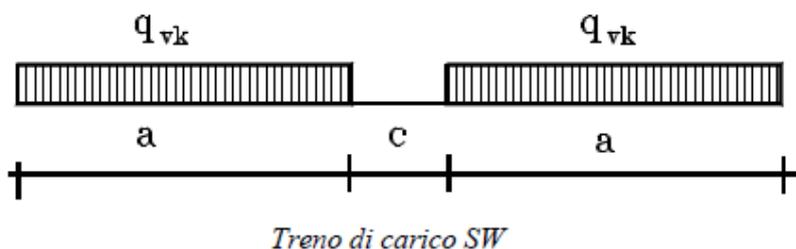
Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

Nella pila presa in esame, la posizione dei carichi da traffico che massimizza le reazioni sugli appoggi è la seguente:



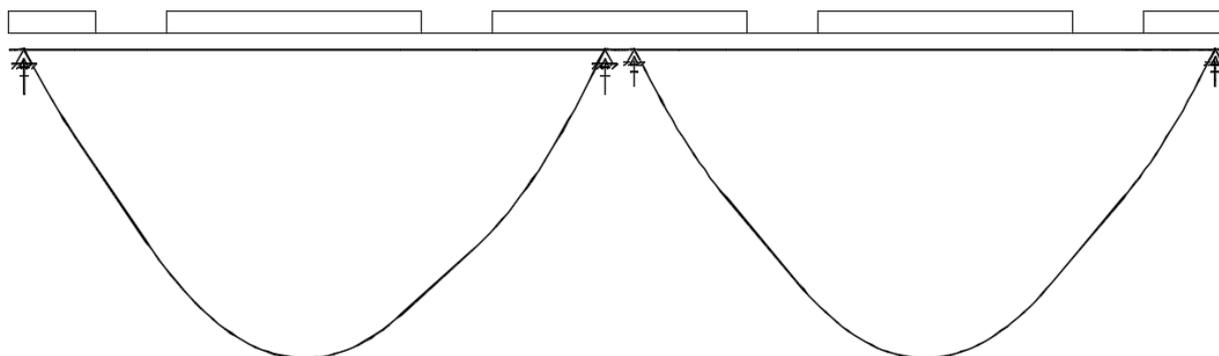
➤ *Modello di carico SW/2*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



Tipo di Carico	$q_{vk}$ [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Nella pila presa in esame, la posizione dei carichi da traffico che massimizza le reazioni sugli appoggi è la seguente:



Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 A).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

#### 4.6.5 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par. 5.2.2.2.3 del DM 14.1.2018 che per l'opera in esame riporta:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\psi}} + 0,73 \quad \text{con la limitazione } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad [5.2.7]$$

#### 4.6.6 Carichi da traffico orizzontali

Si riporta l'estratto da NTC2018 per il calcolo delle azioni di avviamento e frenatura:

Le forze di frenatura e di avviamento agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori caratteristici da considerare sono i seguenti:

avviamento:  $Q_{1a,k} = 33 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 1000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71, SW/0, SW/2

frenatura:  $Q_{1b,k} = 20 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}] \leq 6000 \text{ kN}$  per modelli di carico LM 71, SW/0  
 $Q_{1b,k} = 35 \text{ [kN/m]} \cdot L[\text{m}]$  per modelli di carico SW/2

Frenatura		
L	60	m
Lcalc	60	per Treno LM 71
	60	per Treno SW/0
	60	per SW/2
Q <sub>1b,k</sub>	1320	per Treno LM 71
Q <sub>1b,k</sub>	1320	per Treno SW/0
Q <sub>1b,k</sub>	2100	per SW/2
Q <sub>1b,k</sub> (filtrata) per Treno LM 71	<b>1320</b>	kN
Q <sub>1b,k</sub> (filtrata) per Treno SW/0	<b>1320</b>	kN
Q <sub>1b,k</sub> (filtrata) per SW/2	<b>2100</b>	kN

Avviamento		
L	60	m
Lcalc	60	per Treno LM 71
	60	per Treno SW/0
	60	per SW/2
Q <sub>1a,k</sub>	2178	per Treno LM 71
Q <sub>1a,k</sub>	2178	per Treno SW/0
Q <sub>1a,k</sub>	1980	per SW/2
Q <sub>1a,k</sub> (filtrata) per Treno LM 71	<b>1000</b>	kN
Q <sub>1a,k</sub> (filtrata) per Treno SW/0	<b>1000</b>	kN
Q <sub>1a,k</sub> (filtrata) per SW/2	<b>1000</b>	kN

Il serpeggio è stato assegnato al modello in base alle seguenti disposizioni da NTC2018 :

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a  $Q_{sk} = 100$  kN. Tale valore deve essere moltiplicato per  $\alpha$ , (se  $\alpha > 1$ ), ma non per il coefficiente  $\Phi$ .

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

<u>Serpeggio</u>		
FT=100kN	100	kN*m
<u>Treno LM 71</u>		
$\alpha$	1,1	
FT* $\alpha$	110	kN
<u>Treno SW/0</u>		
$\alpha$	1,1	
FT* $\alpha$	110	kN
<u>Treno SW/2</u>		
$\alpha$	1	
FT* $\alpha$	100	kN

$L_0$  58 m  
 $\alpha_3$  Coeff. Dinamico 1,021

#### 4.6.7 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. 2018 e relativa circolare applicativa.

Nel progetto delle pile si prevedono i seguenti parametri sismici:

$$q=1.5$$

$$V_n = 75 \text{ anni}$$

$$C_u = 1.5$$

Categoria terreno : B

#### ➤ Valori di progetto

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE  
8,2171

LATITUDINE  
44,0539

Ricerca per comune

REGIONE  
Liguria

PROVINCIA  
Savona

COMUNE  
Albenga

**Elaborazioni grafiche**

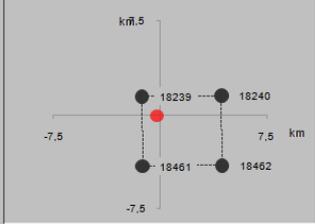
Grafici spettri di risposta II ➔

Variabilità dei parametri II ➔

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri II ➔

**Nodi del reticolo intorno al sito**



**Reticolo di riferimento**



**Controllo sul reticolo**

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

**Interpolazione**

superficie ric ➔

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

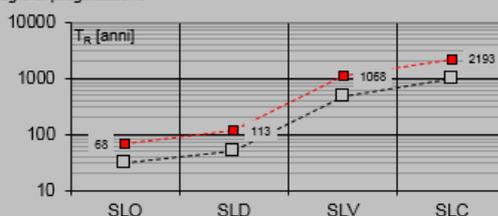
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	{ SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- - - □ - Strategia per costruzioni ordinarie
- - - ■ - Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

## FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato  info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_B = 1.200$   $C_C = 1.396$  info

$h/H = 0.000$   $S_T = 1.000$  info

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

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta = 1.000$  info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

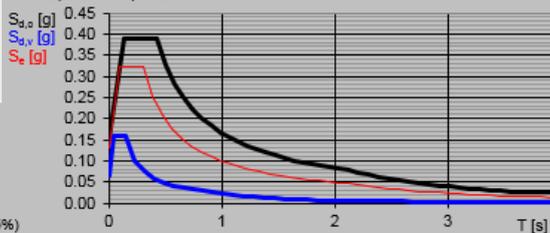
Spettro di progetto

Fattore  $q$    $\eta = 1.000$  info

Elaborazioni

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

Spettri di risposta



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

INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

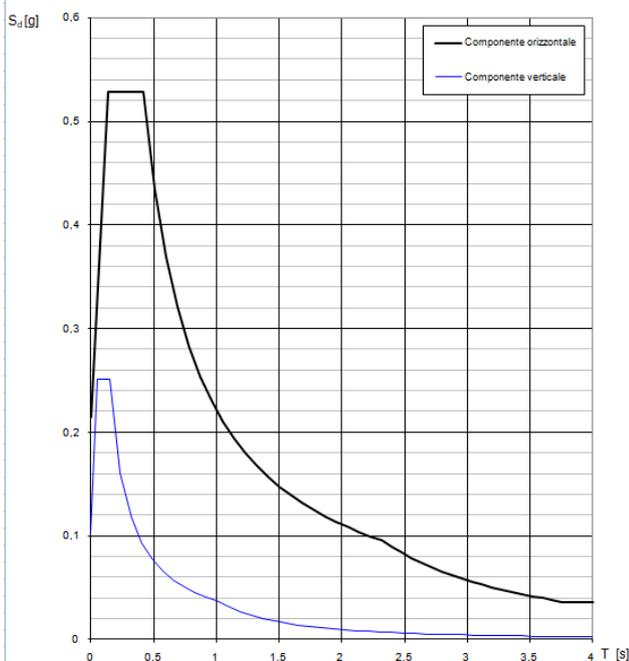
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_n$	0,179 g
$F_n$	2,456
$T_C^*$	0,300 s
$S_s$	1,200
$C_C$	1,400
$S_T$	1,000
$q$	1,000

**Parametri dipendenti**

$S$	1,200
$\eta$	1,000
$T_B$	0,140 s
$T_C$	0,419 s
$T_D$	2,317 s

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



➤ Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza un'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 semplificato.

I Fattori di struttura utilizzati sono:

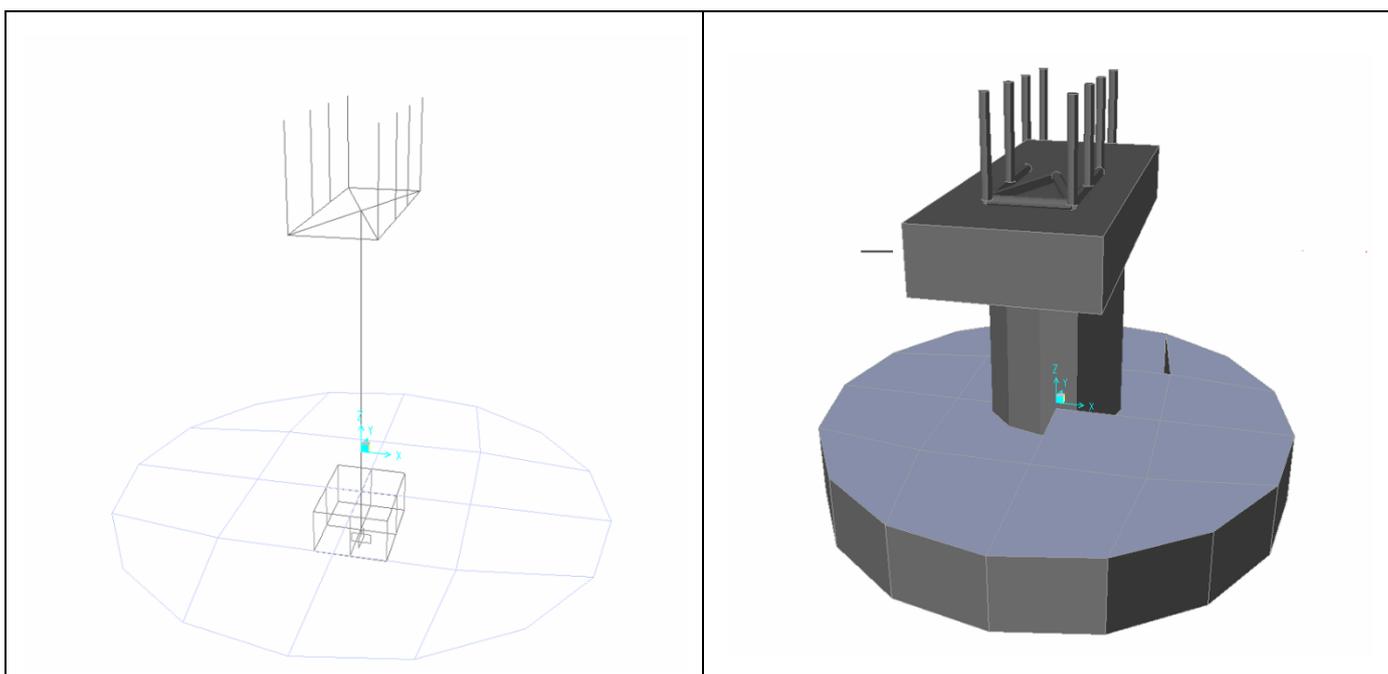
- $q= 1.5$  per la verifica a presso flessione della pila
- $q= 1.5/1.1$  per la verifica a capacità portante verticale dei pali e verifica del plinto
- $q= 1$  per le verifiche a taglio degli elementi strutturali (vedi anche punto successivo), verifiche a capacità portante orizzontale dei pali.
- Solo per la verifica a taglio dello spiccatto della pila, il criterio adottato è quello della gerarchia delle resistenze, così come indicato al punto 7.9.5.5.1 delle NTC
- Per l'azione sismica verticale si adotta  $q=1$

#### 4.6.8 Analisi Dinamica Lineare

Per applicare l'analisi statica lineare secondo NTC 7.9.4.1 devono essere soddisfatti i seguenti requisiti :

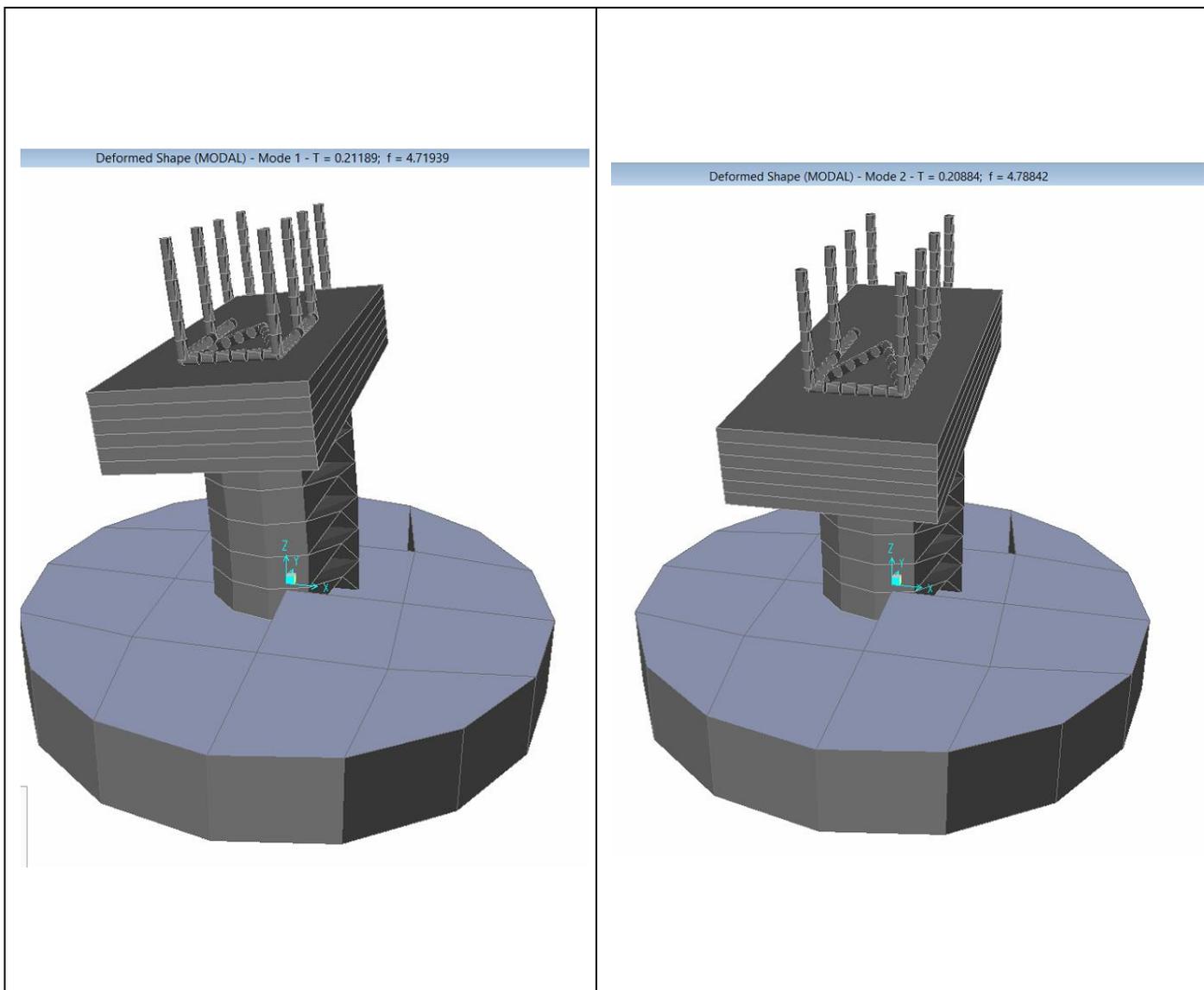
- per entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, in ponti a travate semplicemente appoggiate e purché la massa efficace di ciascuna pila non sia superiore ad 1/5 della massa di impalcato da essa portata;
- nella direzione longitudinale, per ponti rettilinei a travata continua e purché la massa efficace complessiva delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma non sia superiore ad 1/5 della massa dell'impalcato;
- nella direzione trasversale, per ponti che soddisfino la condizione *b)* e siano simmetrici rispetto alla mezzeria longitudinale, o abbiano un'eccentricità non superiore al 5% della lunghezza del ponte. L'eccentricità è la distanza tra baricentro delle masse e centro delle rigidezze delle pile facenti parte del sistema resistente al sisma nella direzione trasversale.

Non essendo soddisfatti i suddetti criteri per l'analisi statica si svolge una Analisi Dinamica Lineare. L'analisi viene svolta considerando per la pila una rigidezza non fessurata e fessurata con riduzione della rigidezza pari ad al 50%.



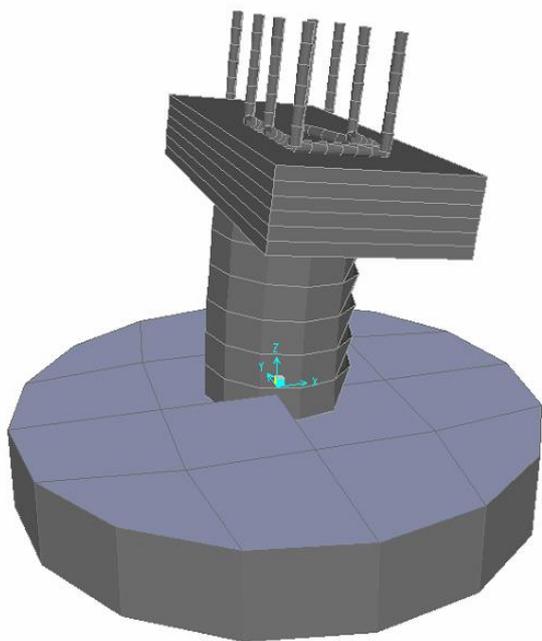
**Figura 1: Modello FEM**

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

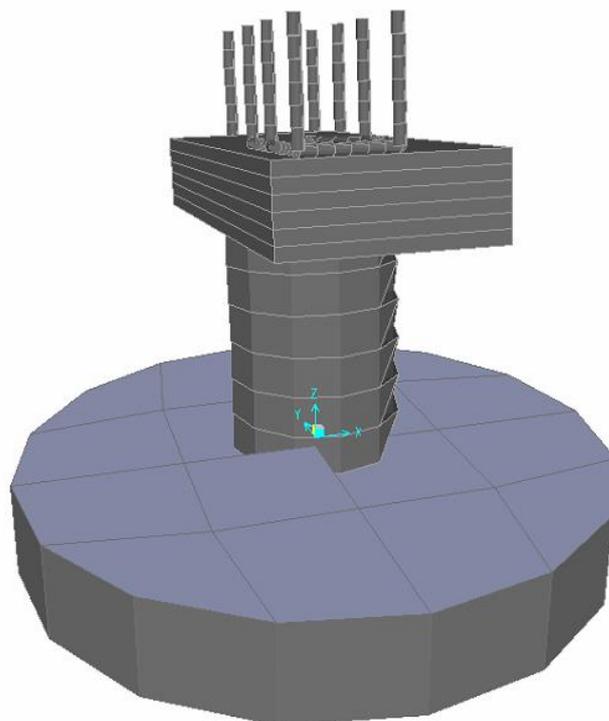


**Figura 2: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)**

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.30102; f = 3.32204



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.29668; f = 3.37065



**Figura 3: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)**

#### 4.6.9 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente 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

$N, M_l, M_t$  sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata,  $n$  è il numero di pali e  $J_l, J_t$  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  $H_l, H_t$  sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

#### 4.6.10 Riepilogo risultati

Il foglio automatico, sulla base di calcoli sviluppati nei fogli successivi, restituisce, per ciascuna combinazione i risultati del controllo di verifica.

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

- Le sollecitazioni al livello del piano di fondazione in termini di sforzo normale N, forza orizzontale T e momento ribaltante M.
- Per i carichi sui pali in termini di  $N_{max}$ ,  $N_{min}$ , T ed M.

#### SPICCATO PILA: condizione statica

Descrizione carico	$F_z$	$F_x$	$F_y$	$b_{ix}$	$b_{iy}$	$b_{iz}$	$M_x$	$M_y$
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	6832			0,00	0,00	0	0	0
Vento su pila dir. x		154		0,00	0,00	9,00	0	1385
Vento su pila dir.y			88,9	0,00	0,00	9,00	800	0

#### INTRADOSSO FONDAZIONE: condizione statica

Descrizione carico	$F_z$	$F_x$	$F_y$	$b_{ix}$	$b_{iy}$	$b_{iz}$	$M_x$	$M_y$
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	6832			0,00	0,00	0	0	0
Plinto	19200			0,00	0,00	1,50	0,00	0
Rinterro	14145			0,00	0,00	0,00	0,00	0
Vento su pila dir. x		154		0,00	0,00	12,00	0	1846
Vento su pila dir.y			88,9	0,00	0,00	12,00	1067	0

#### INTRADOSSO FONDAZIONE: condizione sismica

Descrizione carico	$F_z$	$F_x$	$F_y$	$b_{ix}$	$b_{iy}$	$b_{iz}$	$M_x$	$M_y$
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Plinto sisma x		4124		0,00	0,00	1,50	0,00	6186
Plinto sisma y			4124	0,00	0,00	1,50	6186	0
Plinto sisma z	2062			0,00	0,00	1,50	0	0
Rinterro sisma z	1519			0,00	0,00	0,00	0	0

## 4.7 Sollecitazioni

### 4.7.1 Base Pila

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

		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLU GEO	Nz,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.1	56049	2040	1298	23660	19384
	Tx,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	49706	3473	69	963	43010
	Ty,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	39628	179	2010	27558	1703
	Mxx <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	39628	179	2010	27558	1703
	Myy <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	49706	3473	69	963	43010
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	70067	2338	1499	27348	22213
	Tx,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	62710	3911	80	1117	48779
	Ty,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	51020	179	2319	31798	1703
	Mxx <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	51020	179	2319	31798	1703
	Myy <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	62710	3911	80	1117	48779
SLE RARA	Nz,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	49849	1668	1003	18439	15848
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	44774	2811	55	770	34716
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	49849	1668	1003	18439	15848
	Mxx <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	49849	1668	1003	18439	15848
	Myy <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	44774	2811	55	770	34716
SLE FREQUEN	Nz,A <sub>max</sub>	SLE RARA.- N max gr.4	39879	2298	981	17198	21833
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE RARA.- ML max gr.4	35819	2391	88	1232	29113
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE RARA.- N max gr.4	39879	2298	981	17198	21833
	Mxx <sub>max</sub>	SLE RARA.- N max gr.4	39879	2298	981	17198	21833
	Myy <sub>max</sub>	SLE RARA.- ML max gr.4	35819	2391	88	1232	29113
SI		SLE quasi permanente	36712	179	0	0	1703
SLV q=1.5	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	43394	4650	4075	57978	44176
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	39541	14106	4075	57045	135622
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	40556	4650	13531	190365	44176
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	40556	4650	13531	190365	44176
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	39541	14106	4075	57045	135622
SLV q=1.36	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	43394	5067	4492	63352	48139
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	39541	15497	4492	62886	148832
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	40556	5067	14921	209367	48139
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	40556	5067	14921	209367	48139
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	39541	15497	4492	62886	148832
SLV q=1	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	43394	6676	6101	86347	63426
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	39541	20861	6101	85414	199788
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	40556	6676	20285	284926	63426
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	40556	6676	20285	284926	63426
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	39541	20861	6101	85414	199788

Tabella 3 – Sollecitazioni della base della pila – Analisi Statica

**TABLE: Section Cut Forces - Analysis**

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
base pila	EX_3	Combination	Max	4609,848	1356,572	38003,853	16604,0377	53358,1741	0,2552
base pila	EX_3	Combination	Min	-4609,847	-1356,56	38003,848	-14739,1475	-53358,166	-0,253
base pila	EX_2	Combination	Max	4609,848	1356,572	38003,853	16604,0377	53358,1741	0,2552
base pila	EX_2	Combination	Min	-4609,847	-1356,56	38003,848	-14739,1475	-53358,166	-0,253
base pila	EX_1	Combination	Max	4609,848	1356,572	38003,853	16604,0377	53358,1741	0,2552
base pila	EX_1	Combination	Min	-4609,847	-1356,56	38003,848	-14739,1475	-53358,166	-0,253
base pila	EX_4	Combination	Max	4609,848	1356,572	38003,853	16604,0377	53358,1741	0,2552
base pila	EX_4	Combination	Min	-4609,847	-1356,56	38003,848	-14739,1475	-53358,166	-0,253
base pila	EY_1	Combination	Max	1383,043	4521,583	38003,853	53167,6051	16008,4635	0,1208
base pila	EY_1	Combination	Min	-1383,042	-4521,571	38003,848	-51302,715	-16008,4554	-0,1186
base pila	EY_2	Combination	Max	1383,043	4521,583	38003,853	53167,6051	16008,4635	0,1208
base pila	EY_2	Combination	Min	-1383,042	-4521,571	38003,848	-51302,715	-16008,4554	-0,1186
base pila	EY_3	Combination	Max	1383,043	4521,583	38003,853	53167,6051	16008,4635	0,1208
base pila	EY_3	Combination	Min	-1383,042	-4521,571	38003,848	-51302,715	-16008,4554	-0,1186
base pila	EY_4	Combination	Max	1383,043	4521,583	38003,853	53167,6051	16008,4635	0,1208
base pila	EY_4	Combination	Min	-1383,042	-4521,571	38003,848	-51302,715	-16008,4554	-0,1186

**Tabella 4 – Sollecitazioni della base della pila Dinamica 50%(EI)**

**TABLE: Section Cut Forces - Analysis**

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
base pila	EX_3	Combination	Max	4609,144	1356,345	38003,851	16603,3438	53356,737	0,1264
base pila	EX_3	Combination	Min	-4609,143	-1356,336	38003,847	-14738,4341	-53356,733	-0,1253
base pila	EX_2	Combination	Max	4609,144	1356,345	38003,851	16603,3438	53356,737	0,1264
base pila	EX_2	Combination	Min	-4609,143	-1356,336	38003,847	-14738,4341	-53356,733	-0,1253
base pila	EX_1	Combination	Max	4609,144	1356,345	38003,851	16603,3438	53356,737	0,1264
base pila	EX_1	Combination	Min	-4609,143	-1356,336	38003,847	-14738,4341	-53356,733	-0,1253
base pila	EX_4	Combination	Max	4609,144	1356,345	38003,851	16603,3438	53356,737	0,1264
base pila	EX_4	Combination	Min	-4609,143	-1356,336	38003,847	-14738,4341	-53356,733	-0,1253
base pila	EY_1	Combination	Max	1382,787	4520,987	38003,85	53167,0251	16007,5222	0,0598
base pila	EY_1	Combination	Min	-1382,786	-4520,977	38003,848	-51302,1154	-16007,5182	-0,0587
base pila	EY_2	Combination	Max	1382,787	4520,987	38003,85	53167,0251	16007,5222	0,0598
base pila	EY_2	Combination	Min	-1382,786	-4520,977	38003,848	-51302,1154	-16007,5182	-0,0587
base pila	EY_3	Combination	Max	1382,787	4520,987	38003,85	53167,0251	16007,5222	0,0598
base pila	EY_3	Combination	Min	-1382,786	-4520,977	38003,848	-51302,1154	-16007,5182	-0,0587
base pila	EY_4	Combination	Max	1382,787	4520,987	38003,85	53167,0251	16007,5222	0,0598
base pila	EY_4	Combination	Min	-1382,786	-4520,977	38003,848	-51302,1154	-16007,5182	-0,0587

**Tabella 5 – Sollecitazioni della base della pila Dinamica 100%(EI)**



Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia

Tratta finale Ligure-Andora

VI07\_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	41 di 54

Come si può vedere dai valori massimi indicati in grassetto (per  $q=1$ ), le sollecitazioni della Analisi Lineare Statica sono superiori rispetto a quelli ottenuti dall'analisi Dinamica; pertanto in favore di sicurezza si adotteranno quelli ricavate dalla Analisi Lineare Statica.

#### 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**

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.1	93637	2040	1298	27555	25505
	Tx,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	87294	3473	69	1169	53429
	Ty,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	77217	179	2010	33588	2241
	Mxx <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	77217	179	2010	33588	2241
	Myy <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	87294	3473	69	1169	53429
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	117205	2338	1499	31844	29227
	Tx,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	109847	3911	80	1356	60513
	Ty,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	98157	179	2319	38755	2241
	Mxx <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	98157	179	2319	38755	2241
	Myy <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	109847	3911	80	1356	60513
SLE RARA	Nz,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	83194	1668	1003	21447	20852
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	78119	2811	55	935	43147
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	83194	1668	1003	21447	20852
	Mxx <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	83194	1668	1003	21447	20852
	Myy <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	78119	2811	55	935	43147
SLE FREQUEN	Nz,A <sub>max</sub>	SLE RARA.- N max gr.4	66555	2298	981	20140	28727
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE RARA.- ML max gr.4	62495	2391	88	1496	36285
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE RARA.- N max gr.4	66555	2298	981	20140	28727
	Mxx <sub>max</sub>	SLE RARA.- N max gr.4	66555	2298	981	20140	28727
	Myy <sub>max</sub>	SLE RARA.- ML max gr.4	62495	2391	88	1496	36285
		SLE quasi permanente	70057	179	0	0	2241
SLV q=1.5	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	80320	5887	5312	72058	59982
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	73960	18230	5312	71125	184126
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	74975	5887	17655	237143	59982
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	74975	5887	17655	237143	59982
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	73960	18230	5312	71125	184126
SLV q=1.36	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	80320	6304	5729	78684	65196
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	73960	19621	5729	78217	201509
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	74975	6304	19046	260317	65196
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	74975	6304	19046	260317	65196
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	73960	19621	5729	78217	201509
SLV q=1	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	80320	7914	7338	106506	85311
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	73960	24985	7338	105572	268557
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	74975	7914	24409	351968	85311
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	74975	7914	24409	351968	85311
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	73960	24985	7338	105572	268557

Tabella 6 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

## Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	43 di 54

**TABLE: Section Cut Forces - Analysis**

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
base pila	EX_3	Combination	Max	4609,144	1356,345	38003,851	16603,3438	53356,737	0,1264
base pila	EX_3	Combination	Min	-4609,143	-1356,336	38003,847	-14738,4341	-53356,733	-0,1253
base pila	EX_2	Combination	Max	4609,144	1356,345	38003,851	16603,3438	53356,737	0,1264
base pila	EX_2	Combination	Min	-4609,143	-1356,336	38003,847	-14738,4341	-53356,733	-0,1253
base pila	EX_1	Combination	Max	4609,144	1356,345	38003,851	16603,3438	53356,737	0,1264
base pila	EX_1	Combination	Min	-4609,143	-1356,336	38003,847	-14738,4341	-53356,733	-0,1253
base pila	EX_4	Combination	Max	4609,144	1356,345	38003,851	16603,3438	53356,737	0,1264
base pila	EX_4	Combination	Min	-4609,143	-1356,336	38003,847	-14738,4341	-53356,733	-0,1253
base pila	EY_1	Combination	Max	1382,787	4520,987	38003,85	53167,0251	16007,5222	0,0598
base pila	EY_1	Combination	Min	-1382,786	-4520,977	38003,848	-51302,1154	-16007,5182	-0,0587
base pila	EY_2	Combination	Max	1382,787	4520,987	38003,85	53167,0251	16007,5222	0,0598
base pila	EY_2	Combination	Min	-1382,786	-4520,977	38003,848	-51302,1154	-16007,5182	-0,0587
base pila	EY_3	Combination	Max	1382,787	4520,987	38003,85	53167,0251	16007,5222	0,0598
base pila	EY_3	Combination	Min	-1382,786	-4520,977	38003,848	-51302,1154	-16007,5182	-0,0587
base pila	EY_4	Combination	Max	1382,787	4520,987	38003,85	53167,0251	16007,5222	0,0598
base pila	EY_4	Combination	Min	-1382,786	-4520,977	38003,848	-51302,1154	-16007,5182	-0,0587

**Tabella 7 – Sollecitazioni intradosso fondazione - Dinamica 100%(EI)**
**TABLE: Section Cut Forces - Analysis**

SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
base pila	EX_3	Combination	Max	4609,848	1356,572	38003,853	16604,0377	53358,1741	0,2552
base pila	EX_3	Combination	Min	-4609,847	-1356,56	38003,848	-14739,1475	-53358,166	-0,253
base pila	EX_2	Combination	Max	4609,848	1356,572	38003,853	16604,0377	53358,1741	0,2552
base pila	EX_2	Combination	Min	-4609,847	-1356,56	38003,848	-14739,1475	-53358,166	-0,253
base pila	EX_1	Combination	Max	4609,848	1356,572	38003,853	16604,0377	53358,1741	0,2552
base pila	EX_1	Combination	Min	-4609,847	-1356,56	38003,848	-14739,1475	-53358,166	-0,253
base pila	EX_4	Combination	Max	4609,848	1356,572	38003,853	16604,0377	53358,1741	0,2552
base pila	EX_4	Combination	Min	-4609,847	-1356,56	38003,848	-14739,1475	-53358,166	-0,253
base pila	EY_1	Combination	Max	1383,043	4521,583	38003,853	53167,6051	16008,4635	0,1208
base pila	EY_1	Combination	Min	-1383,042	-4521,571	38003,848	-51302,715	-16008,4554	-0,1186
base pila	EY_2	Combination	Max	1383,043	4521,583	38003,853	53167,6051	16008,4635	0,1208
base pila	EY_2	Combination	Min	-1383,042	-4521,571	38003,848	-51302,715	-16008,4554	-0,1186
base pila	EY_3	Combination	Max	1383,043	4521,583	38003,853	53167,6051	16008,4635	0,1208
base pila	EY_3	Combination	Min	-1383,042	-4521,571	38003,848	-51302,715	-16008,4554	-0,1186
base pila	EY_4	Combination	Max	1383,043	4521,583	38003,853	53167,6051	16008,4635	0,1208
base pila	EY_4	Combination	Min	-1383,042	-4521,571	38003,848	-51302,715	-16008,4554	-0,1186

**Tabella 8 – Sollecitazioni intradosso fondazione - Dinamica 50%(EI)**

Come si può vedere dai valori massimi indicati in grassetto (per  $q=1$ ), le sollecitazioni della Analisi Lineare Statica sono superiori rispetto a quelle ottenute dall'analisi Dinamica; pertanto in favore di sicurezza si adotteranno quelle ricavate dalla Analisi Lineare Statica.

#### 4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

##### GEO SLU SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

scalzamento con Tr=1						scalzamento con Tr=200					
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	n°	kN	kN	kN	kNm	kNm
A2 - SLU - N max gr.1	93637	2229	1487	29013	26838	A2 - SLU - N max gr.1	93637	2741	1998	35583	32669
A2 - SLU - MT max gr.1	93637	2229	1487	29013	26838	A2 - SLU - MT max gr.1	93637	2741	1998	35583	32669
A2 - SLU - ML max gr.1	87294	2349	327	3796	38355	A2 - SLU - ML max gr.1	87294	10189	838	10366	44187
A2 - SLU - N max gr.3	93637	3542	1418	27844	43244	A2 - SLU - N max gr.3	93637	10517	1930	34415	49075
A2 - SLU - MT max gr.3	93637	3542	1418	27844	43244	A2 - SLU - MT max gr.3	93637	3353	1930	34415	49075
A2 - SLU - ML max gr.3	87294	3662	258	2627	54762	A2 - SLU - ML max gr.3	87294	3473	769	9197	60593
A2 - SLU - Vento ponte scarico	77217	368	2199	35046	3574	A2 - SLU - Vento ponte scarico	77217	179	2710	41616	9405
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	93637	2229	1487	29013	26838	A2 - SLU Gmin - N max gr.1	93637	2040	1998	35583	32669
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	93637	2229	1487	29013	26838	A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	93637	2040	1998	35583	32669
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	87294	2349	327	3796	38355	A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	87294	2160	838	10366	44187
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	93637	3542	1418	27844	43244	A2 - SLU Gmin - N max gr.3	93637	3353	1930	34415	49075
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	93637	3542	1418	27844	43244	A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	93637	3353	1930	34415	49075
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	87294	3662	258	2627	54762	A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	87294	3473	769	9197	60593
A2 - SLU Gmin - Vento ponte	77217	368	2199	35046	3574	A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	77217	179	2710	41616	9405

Tabella 9 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. GEO SLU

**SLU STR SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

scalzamento con Tr=1						scalzamento con Tr=200					
C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	n°	kN	kN	kN	kNm	kNm
A1 - SLU - N max gr.1	117205	2556	1717	33527	30765	A1 - SLU - N max gr.1	117205	3146	2307	41108	37493
A1 - SLU - MT max gr.1	117205	2556	1717	33527	30765	A1 - SLU - MT max gr.1	117205	3146	2307	41108	37493
A1 - SLU - ML max gr.1	109847	2695	378	4394	44117	A1 - SLU - ML max gr.1	109847	11741	967	11975	50845
A1 - SLU - N max gr.3	117205	3991	1637	32171	48699	A1 - SLU - N max gr.3	117205	12039	2227	39752	55427
A1 - SLU - MT max gr.3	117205	3991	1637	32171	48699	A1 - SLU - MT max gr.3	117205	3773	2227	39752	55427
A1 - SLU - ML max gr.3	109847	4129	298	3038	62051	A1 - SLU - ML max gr.3	109847	3911	888	10620	68779
A1 - SLU - Vento ponte scarico	98157	397	2537	40437	3779	A1 - SLU - Vento ponte scarico	98157	179	3127	48019	10507
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	117205	2556	1717	33527	30765	A1 - SLU Gmin - N max gr.1	117205	2338	2307	41108	37493
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	117205	2556	1717	33527	30765	A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	117205	2338	2307	41108	37493
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	109847	2695	378	4394	44117	A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	109847	2477	967	11975	50845
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	117205	3991	1637	32171	48699	A1 - SLU Gmin - N max gr.3	117205	3773	2227	39752	55427
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	117205	3991	1637	32171	48699	A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	117205	3773	2227	39752	55427
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	109847	4129	298	3038	62051	A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	109847	3911	888	10620	68779
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	98157	397	2537	40437	3779	A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	98157	179	3127	48019	10507

Tabella 10 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. STR SLU

**SIS Q = 1.36 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°	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLV - N max	80320	6304	5729	78684	65196
SLV - MT max gr.1	74975	6304	19046	260317	65196
SLV - ML max gr.1	73960	19621	5729	78217	201509
SLV - MT max gr.3	70394	6304	19046	260317	65196
SLV - ML max gr.3	69379	19621	5729	78217	201509
SLV - N min	65049	6304	5729	78684	65196

Tabella 11 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV q=1.36

**SIS Q=1 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°	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLV - N max	80320	7914	7338	106506	85311
SLV - MT max gr.1	74975	7914	24409	351968	85311
SLV - ML max gr.1	73960	24985	7338	105572	268557
SLV - MT max gr.3	70394	7914	24409	351968	85311
SLV - ML max gr.3	69379	24985	7338	105572	268557
SLV - N min	65049	7914	7338	106506	85311

Tabella 12 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV q=1

**SLE RARA SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

**scalzamento con Tr=1**

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLE rara - N max gr.1	83194	1814	1148	22569	21877
SLE rara - MT max gr.1	83194	1814	1148	22569	21877
SLE rara - ML max gr.1	78119	1906	255	2992	31047
SLE rara - N max gr.3	83194	2864	1093	21634	35002
SLE rara - MT max gr.3	83194	2864	1093	21634	35002
SLE rara - ML max gr.3	78119	2956	200	2057	44172
SLE rara - Vento ponte scarico	70057	253	1109	17050	2370

Tabella 13 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

**SLE RARA GR 4 SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA**

**scalzamento con Tr=1**

C.C.	N	T <sub>x</sub>	T <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm
SLE RARA.- N max	66555	2444	1126	21261	29752
SLE RARA.- MT max	66555	2444	1126	21261	29752
SLE RARA.- ML max	62495	2536	233	2618	37310

Tabella 14 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE RARA GR 4

#### 4.9 Verifiche degli elementi strutturali

Per tutti gli elementi strutturali della pila vengono svolte le seguenti verifiche:

- 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)

#### 4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	9,5	9,5	m
Fattore di struttura		1,5	1,5	
Fattore di sovrarresistenza (eq. 7.9.7)	$\gamma_{Rd}$	1	1	
Fattore di sovrarresistenza filtrato (eq. 7.9.7)	$\gamma_{Rd}$	1	1	
Taglio agente (q=1)	V	20861	20285	kN
Momento agente (q=1)	M	199788	284926	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	14106	13531	kN
Momento agente (con q)	MEd	135622	190365	kN*m
Momento Resistente	MRd	187510,96	177777,92	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1,38	0,93	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		NON CRITICA	CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	45	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	20861	20285	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	19503	12636	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	19503	12636	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	$\gamma_{Bd}$	1	0,64	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	$\gamma_{Bd}$	1	1,00	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	19503	12636	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	$\gamma_{Bd}$	1,17	1,00	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	45	

La sezione è armata con:

$$A_s = \phi 30/10 + \phi 30/10 \quad \text{staffe } \phi 16/10$$

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.10 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.3 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.3 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	48 di 54

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3 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:	337.50 MPa

**CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO**

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Calcestruzzo:	C32/40

Raggio circ.:	225.0 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	210.0	120	30
2	0.0	0.0	200.0	120	30

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe:	16 mm
Passo staffe:	10.0 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 [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	56049.00	23660.00	19384.00	1298.00	2040.00
2	49706.00	963.00	43010.00	69.00	3473.00
3	39628.00	27558.00	1703.00	2010.00	179.00

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	49 di 54

4	39628.00	27558.00	1703.00	2010.00	179.00
5	49706.00	963.00	43010.00	69.00	3473.00
6	70067.00	27348.00	22213.00	1499.00	2338.00
7	62710.00	1117.00	48779.00	80.00	3911.00
8	51020.00	31798.00	1703.00	2319.00	179.00
9	51020.00	31798.00	1703.00	2319.00	179.00
10	62710.00	1117.00	48779.00	80.00	3911.00

**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 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	49849.00	18439.00	15848.00
2	44774.00	770.00	34716.00
3	49849.00	18439.00	15848.00
4	49849.00	18439.00	15848.00
5	44774.00	770.00	34716.00

**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	39879.00	17198.00 (182110.87)	21833.00 (231191.23)
2	35819.00	1232.00 (6046.03)	29113.00 (142871.78)
3	39879.00	17198.00 (182110.87)	21833.00 (231191.23)
4	39879.00	17198.00 (182110.87)	21833.00 (231191.23)
5	35819.00	1232.00 (6046.03)	29113.00 (142871.78)

**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	36712.00	0.00 (0.00)	1703.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	50 di 54

**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 [cm <sup>2</sup> ]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	56049.00	23660.00	19384.00	56049.28	141028.76	115541.47	5.96	1696.5(477.1)
2	S	49706.00	963.00	43010.00	49705.93	3959.94	176824.11	4.11	1696.5(477.1)
3	S	39628.00	27558.00	1703.00	39628.00	167036.03	10342.08	6.06	1696.5(477.1)
4	S	39628.00	27558.00	1703.00	39628.00	167036.03	10342.08	6.06	1696.5(477.1)
5	S	49706.00	963.00	43010.00	49705.93	3959.94	176824.11	4.11	1696.5(477.1)
6	S	70067.00	27348.00	22213.00	70066.75	149667.13	121563.31	5.47	1696.5(477.1)
7	S	62710.00	1117.00	48779.00	62709.86	4299.96	187510.96	3.84	1696.5(477.1)
8	S	51020.00	31798.00	1703.00	51019.92	177777.92	9523.85	5.59	1696.5(477.1)
9	S	51020.00	31798.00	1703.00	51019.92	177777.92	9523.85	5.59	1696.5(477.1)
10	S	62710.00	1117.00	48779.00	62709.86	4299.96	187510.96	3.84	1696.5(477.1)

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

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrip. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrip. 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 corrip. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrip. 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 corrip. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrip. 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	142.6	0.0	0.00317	132.2	163.2	-0.00612	-132.2	-163.2
2	0.00350	224.9	9.5	0.00315	210.0	0.0	-0.00660	-210.0	0.0
3	0.00350	13.9	139.2	0.00312	11.0	209.7	-0.00748	-11.0	-209.7
4	0.00350	13.9	139.2	0.00312	11.0	209.7	-0.00748	-11.0	-209.7
5	0.00350	224.9	9.5	0.00315	210.0	0.0	-0.00660	-210.0	0.0
6	0.00350	141.9	174.6	0.00320	132.2	163.2	-0.00521	-132.2	-163.2
7	0.00350	224.9	5.2	0.00318	210.0	0.0	-0.00566	-210.0	0.0
8	0.00350	12.0	224.7	0.00316	11.0	209.7	-0.00649	-11.0	-209.7
9	0.00350	12.0	224.7	0.00316	11.0	209.7	-0.00649	-11.0	-209.7
10	0.00350	224.9	5.2	0.00318	210.0	0.0	-0.00566	-210.0	0.0

**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.

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	51 di 54

1	0.000014009	0.000017100	-0.001473785	----	----
2	0.000023210	0.000000520	-0.001723520	----	----
3	0.000001557	0.000025198	-0.002180348	----	----
4	0.000001557	0.000025198	-0.002180348	----	----
5	0.000023210	0.000000520	-0.001723520	----	----
6	0.000012620	0.000015538	-0.001003969	----	----
7	0.000021053	0.000000482	-0.001238226	----	----
8	0.000001229	0.000022942	-0.001669330	----	----
9	0.000001229	0.000022942	-0.001669330	----	----
10	0.000021053	0.000000482	-0.001238226	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 16 mm  
Passo staffe: 10.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata  
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro  
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [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]  
La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna))  
I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).  
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 calcestruzzo  
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione  
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm<sup>2</sup>/m]  
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm<sup>2</sup>/m]  
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.  
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d\_max con L=lungh.legat.proietta-  
ta sulla direz. del taglio e d\_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	2296.90	50356.58	24515.67370.2	319.2	409.9	2.500	1.187	7.4	78.5(0.0)
2	S	3473.67	49658.27	24829.88371.5	323.2	406.4	2.500	1.166	11.0	78.5(0.0)
3	S	2017.21	48541.29	25305.08373.4	329.5	401.3	2.500	1.133	6.3	78.5(0.0)
4	S	2017.21	48541.29	25305.08373.4	329.5	401.3	2.500	1.133	6.3	78.5(0.0)
5	S	3473.67	49658.27	24829.88371.5	323.2	406.4	2.500	1.166	11.0	78.5(0.0)
6	S	2637.58	51528.15	23932.04368.6	311.6	413.3	2.500	1.234	8.7	78.5(0.0)
7	S	3911.81	50941.83	24238.36369.3	315.5	411.8	2.500	1.210	12.7	78.5(0.0)
8	S	2325.25	49844.15	24747.78371.0	322.2	407.7	2.500	1.171	7.4	78.5(0.0)
9	S	2325.25	49844.15	24747.78371.0	322.2	407.7	2.500	1.171	7.4	78.5(0.0)
10	S	3911.81	50941.83	24238.36369.3	315.5	411.8	2.500	1.210	12.7	78.5(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 calcestruzzo [MPa]  
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
Ss min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]  
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.85	146.7	0.0	10.5	-140.5	-156.1	----	----
2	S	5.53	224.9	0.0	-7.5	-210.0	0.0	1424	42.4
3	S	4.85	146.7	0.0	10.5	-140.5	-156.1	----	----

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	52 di 54

4	S	4.85	146.7	0.0	10.5	-140.5	-156.1	---	---
5	S	5.53	224.9	0.0	-7.5	-210.0	0.0	1424	42.4

**COMBINAZIONI RARE 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 = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	-0.00005	0.00000	0.500	30.0	135	0.00002 (0.00002)	630	0.014 (0.20)	3732.39	168277.60
3	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
4	S	0.00000	0.00000	---	---	---	---	---	0.000 (0.20)	0.00	0.00
5	S	-0.00005	0.00000	0.500	30.0	135	0.00002 (0.00002)	630	0.014 (0.20)	3732.39	168277.60

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.62	176.8	0.0	-2.1	-163.2	-132.2	1307	35.3
2	S	4.56	224.8	0.0	-8.1	-209.7	-11.0	2210	63.6
3	S	4.62	176.8	0.0	-2.1	-163.2	-132.2	1307	35.3
4	S	4.62	176.8	0.0	-2.1	-163.2	-132.2	1307	35.3
5	S	4.56	224.8	0.0	-8.1	-209.7	-11.0	2210	63.6

**COMBINAZIONI FREQUENTI 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	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	135	0.00001 (0.00001)	648	0.004 (0.20)	182110.87	231191.23
2	S	-0.00005	0.00000	0.500	30.0	135	0.00002 (0.00002)	636	0.016 (0.20)	6046.03	142871.78
3	S	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	135	0.00001 (0.00001)	648	0.004 (0.20)	182110.87	231191.23
4	S	-0.00002	0.00000	0.500	30.0	135	0.00001 (0.00001)	648	0.004 (0.20)	182110.87	231191.23
5	S	-0.00005	0.00000	0.500	30.0	135	0.00002 (0.00002)	636	0.016 (0.20)	6046.03	142871.78

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.14	225.0	0.0	27.7	-210.0	0.0	---	---

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
-------	-----	----	----	----	---	----	-------------	--------	----	---------	---------



Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia

Tratta finale Ligure-Andora

VI07\_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	53 di 54

1 S 0.00000 0.00000 --- --- --- --- --- 0.000 (0.20) 0.00 0.00

#### 4.9.2 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.

Risulta

$$N_{\max} = 4315 \text{ kN}$$

##### 4.9.2.1 Unghia anteriore platea fondazione

Il tacco anteriore del plinto di 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 anteriore del muro frontale, mediante una diffusione a  $45^\circ$  a partire dal piano medio del palo, mentre l'altezza della biella compressa è stata valutata pari a  $0.2 d_p$  (con  $d_p$  altezza utile della sezione del plinto).

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

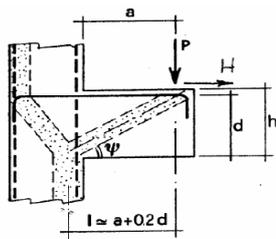
Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni.

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0705001	A	54 di 54

**VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE**

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



**P,H : Carichi Esterni di Progetto (P<sub>ED</sub>,H<sub>ED</sub>)**

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

$$P_R = P_{R_s} = \left( A_s f_{yd} - H_{Ed} \right) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = ctg\psi \approx l / (0,9d)$$

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

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

**CONDIZIONI DI VERIFICA**

$$1 \quad P_R \geq P_{Ed}$$

$$2 \quad \quad \geq P_{R_s}$$

**Dati di progetto**

b(m)=	<b>1,61</b>	m	dimensione trasversale verifica
P <sub>Ed</sub> (KN) =	<b>4315,00</b>	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H <sub>Ed</sub> (KN) =	<b>0,00</b>	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	<b>4,25</b>	m	distanza P da incastro
h(m) =	<b>3,00</b>	m	spessore mensola
δ(m) =	<b>0,10</b>	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	2,90	m	altezza utile
l(m) =	4,83	m	a+0,2d
λ =	1,85		λ=ctgψ≈l/(0,9d)

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

c(m) = 1,00

**Caratteristiche Materiali**

f <sub>cd</sub> =	<b>18,1</b>	MPa	Calcestruzzo
f <sub>yd</sub> =	<b>391,0</b>	MPa	Acciaio

**Caratteristiche Armature di Progetto**

<b>Registro tipo</b>	<b>R1</b>				
n° R1=	<b>1</b>	φ1(mm) =	<b>24,0</b>	p1(cm) =	<b>10,0</b>
Aφ i (mm <sup>2</sup> ) =	452,39	nb tot 1=	16,1	Aφ TOT (mm <sup>2</sup> ) =	7283,46
<b>Registro tipo</b>	<b>R2</b>				
n° R2=	<b>1</b>	φ2(mm) =	<b>24,0</b>	p2(cm) =	<b>10,0</b>
Aφ i (mm <sup>2</sup> ) =	452,39	nb tot 2 =	16,1	Aφ TOT (mm <sup>2</sup> ) =	7283,46
<b>Registro tipo</b>	<b>R3</b>				
n° R3=	<b>1</b>	φ3(mm) =	<b>24,0</b>	p3(cm) =	<b>10,0</b>
Aφ i (mm <sup>2</sup> ) =	452,39	nb tot 3 =	16,1	Aφ TOT (mm <sup>2</sup> ) =	7283,46

**Verifiche di resistenza**

ψ =	<input type="text" value="0,495"/>	rad	=	<input type="text" value="28,39"/>	°
P <sub>R_s</sub> =	<input type="text" value="4616,7"/>	KN		<input type="text" value="PRs&gt;PEd- Verifica Soddisfatta"/>	
P <sub>R_c</sub> =	<input type="text" value="7652,5"/>	KN		<input type="text" value="PRc&gt;PRs - Verifica Soddisfatta"/>	