

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



## U.O. OPERE CIVILI

## PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA

TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA

OPERE PRINCIPALI – VIADOTTI E CAVALCAVIA

VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+092 a km 71+267

Relazione di calcolo pila tipo 1

SCALA:

-

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

IV01 00 D 09 CL VI02A5 001 A

	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 Gestione della  
Sicurezza e Protezione Ambientale  
Ordine degli Ingegneri di Genova  
N° 420783

File: IV0100D09CLVI02A5001A

n. Elab.:

## INDICE

1	PREMESSA PILA 1 – IMP.25M .....	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA .....	4
1.2	ASPETTI LEGATI ALLE OPERE DI FONDAZIONE .....	7
2	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	8
3	MATERIALI .....	9
3.1	CALCESTRUZZO .....	9
3.2	ACCIAIO .....	10
3.3	VERIFICA S.L.E. ....	11
3.3.1	<i>Verifiche alle tensioni</i> .....	11
3.3.2	<i>Verifiche a fessurazione</i> .....	12
4	ANALISI E VERIFICHE PILA .....	13
4.1	GENERALITÀ .....	13
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE .....	14
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO .....	15
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA .....	18
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA .....	19
4.6	ANALISI DEI CARICHI .....	21
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i> .....	21
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i> .....	23
4.6.3	<i>Azione del Vento</i> .....	26
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i> .....	28
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i> .....	30
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i> .....	30
4.6.7	<i>Azione sismica</i> .....	32
4.6.8	<i>Analisi Dinamica Lineare</i> .....	35

4.6.9	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	38
4.6.10	Riepilogo risultati.....	39
4.7	SOLLECITAZIONI.....	40
4.7.1	Base Pila .....	40
4.7.2	Plinto di fondazione.....	43
4.8	PALI DI FONDAZIONE .....	46
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	48
4.9.1	Pila .....	48
4.9.2	Zattera di fondazione.....	54

## 1 PREMESSA PILA 1 – IMP.25M

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 VI02, Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice.

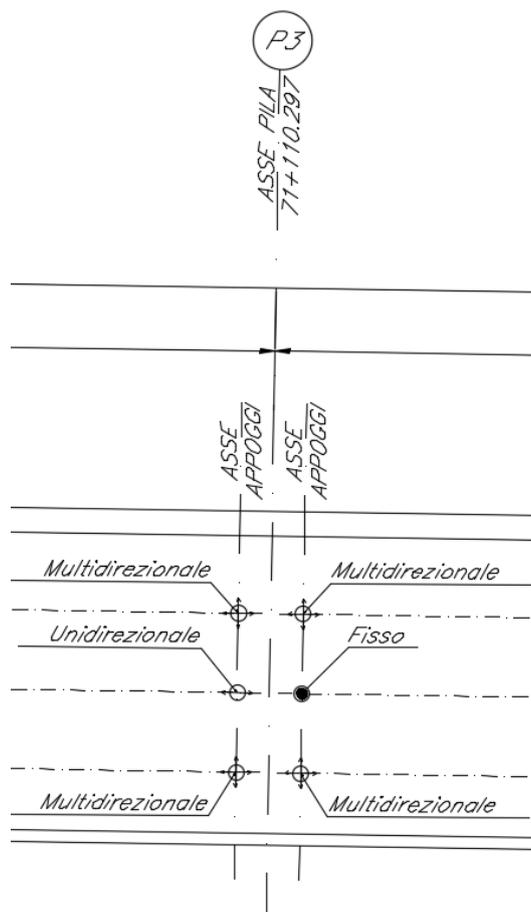
In particolare si tratterà la Pila 03 su cui appoggiano due impalcati di luce 25m.

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 VI02 (lato dispari) ha una lunghezza totale di circa 420 m, il è costituito da 14 impalcati di luci variabili. Il viadotto è previsto a singolo binario.

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



Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	5 di 56

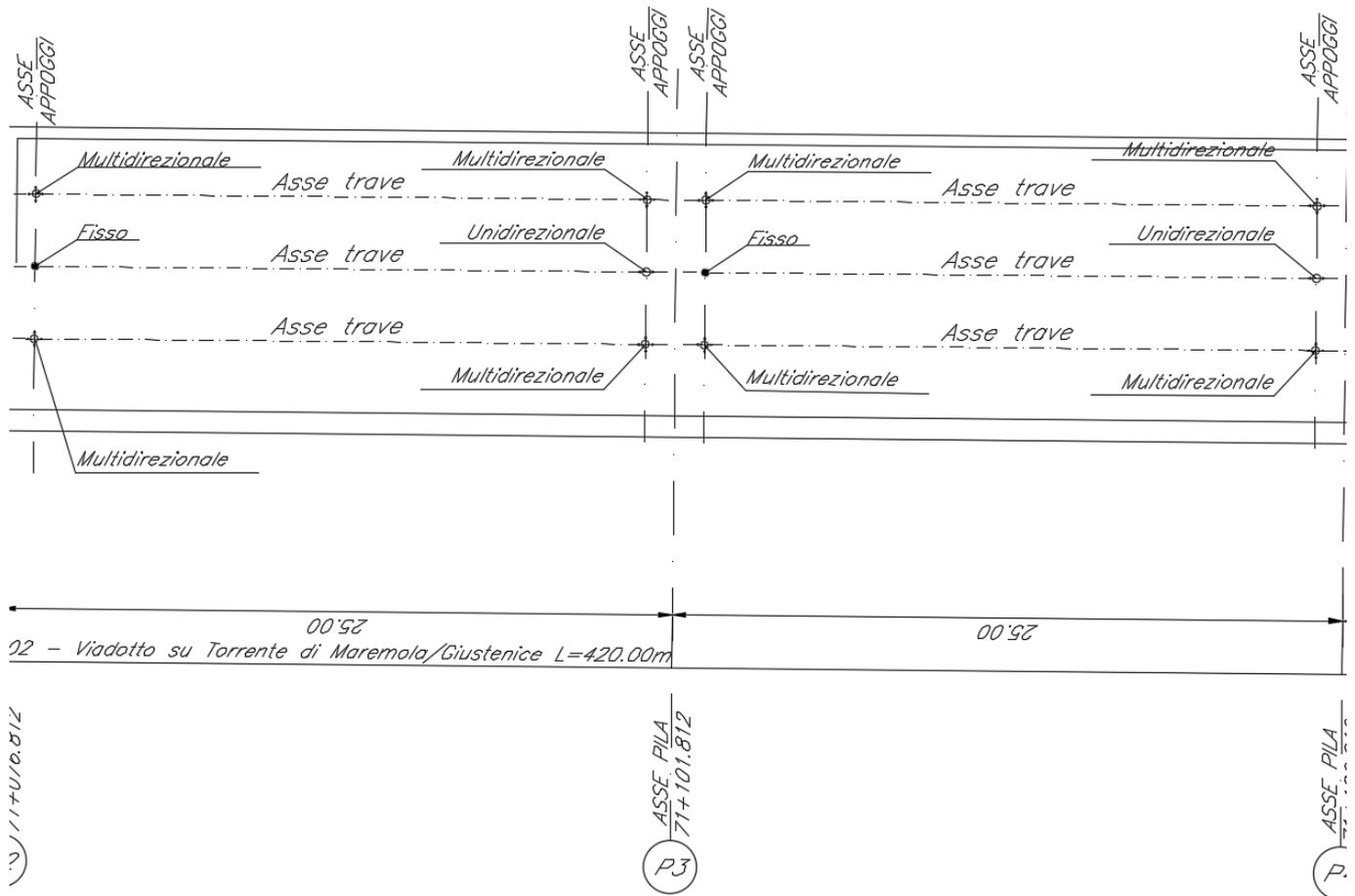


Figura 1 -schema appoggi impalcati convergenti sulla pila.

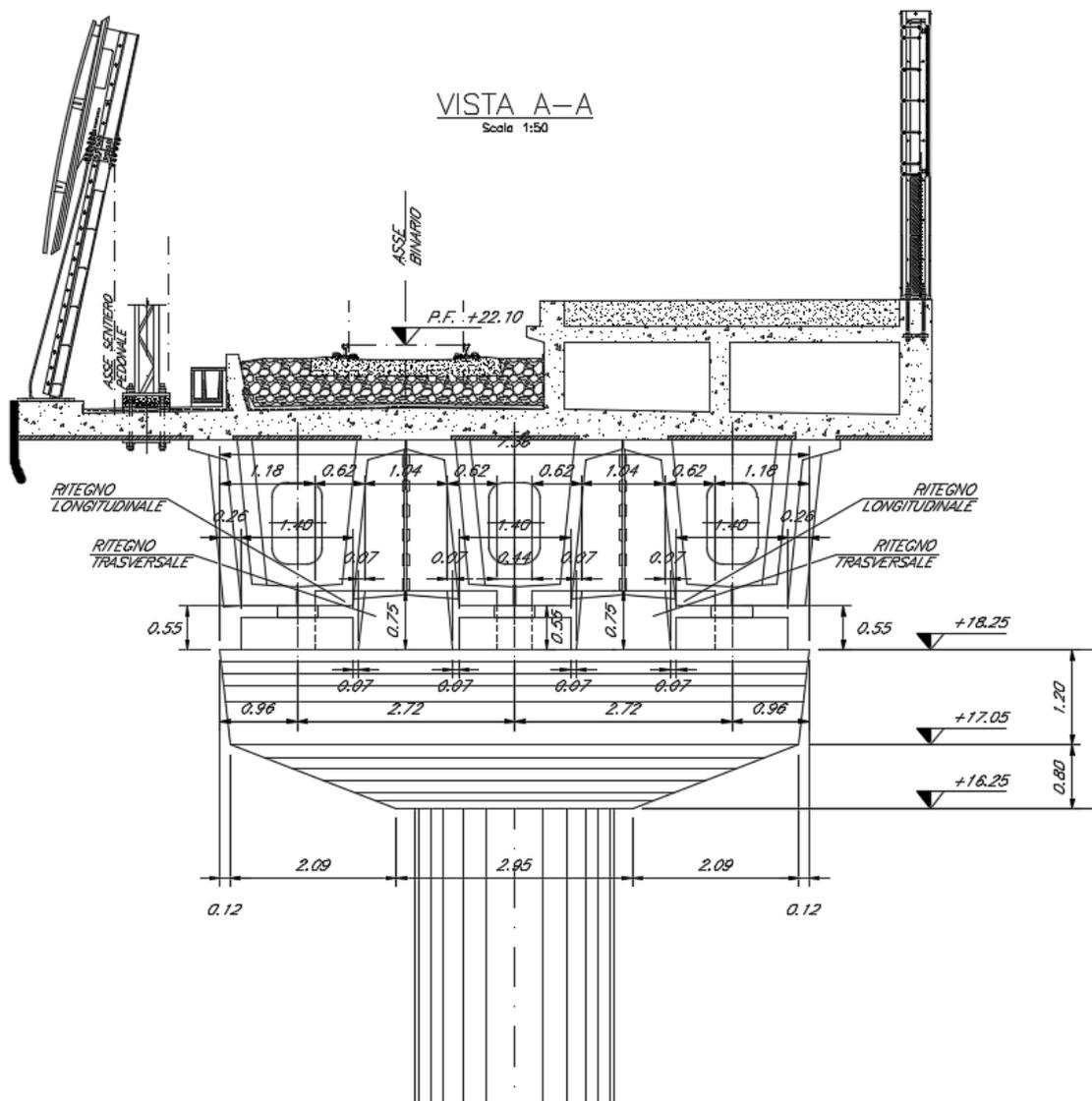


Figura 2 - sezione trasversale impalcato sx e dx

## 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.

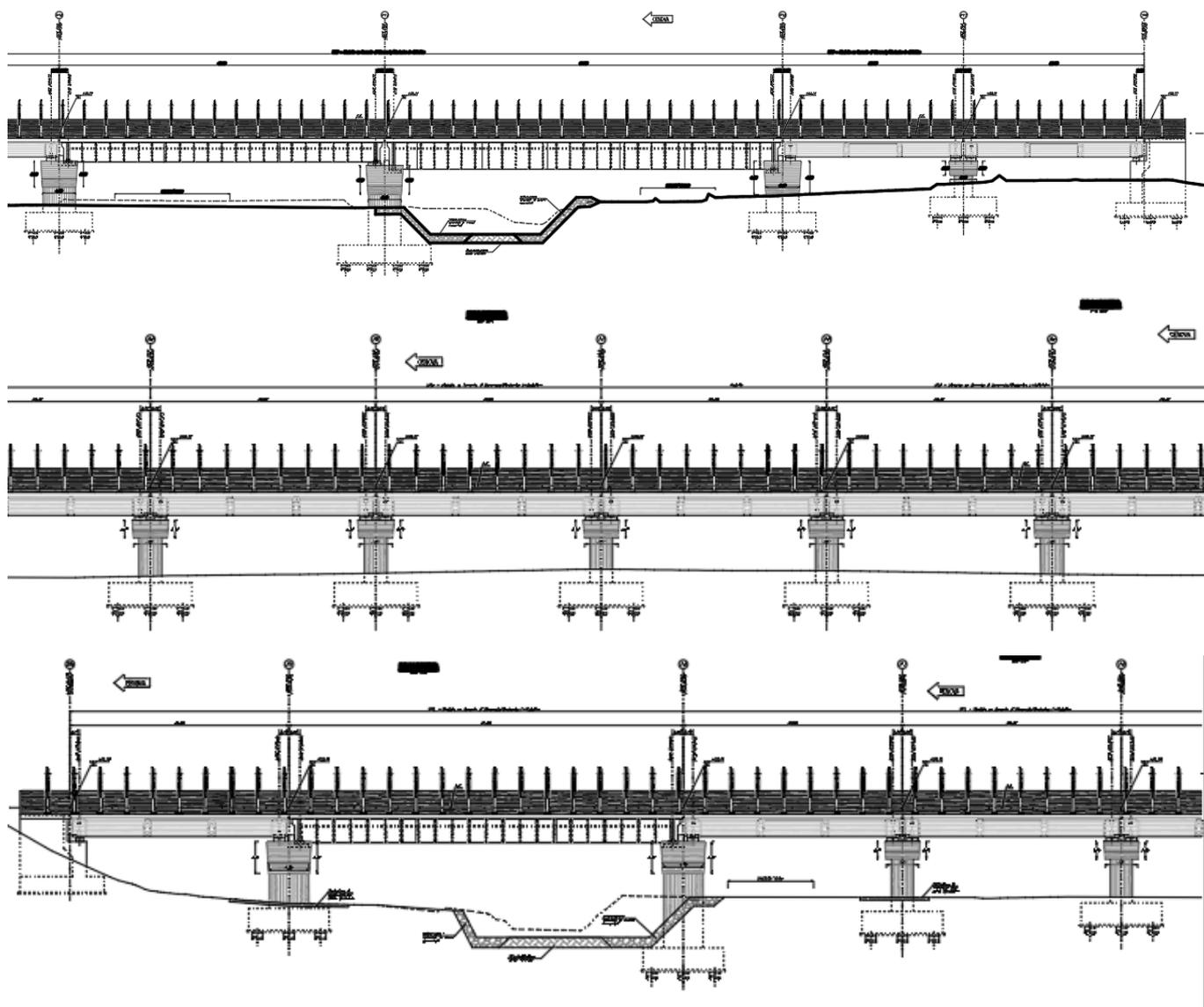


Figura 3 – sviluppo longitudinale del viadotto- binario dispari

	RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+092 a km 71+267					
Relazione di calcolo pila tipo 1	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 A5 001	REV. A	FOGLIO 8 di 56

## 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>

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	10 di 56

### 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>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+092 a km 71+267					
	Relazione di calcolo pila tipo 1	COMMESSA <b>IV01</b>	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 A5 001	REV. A

### 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

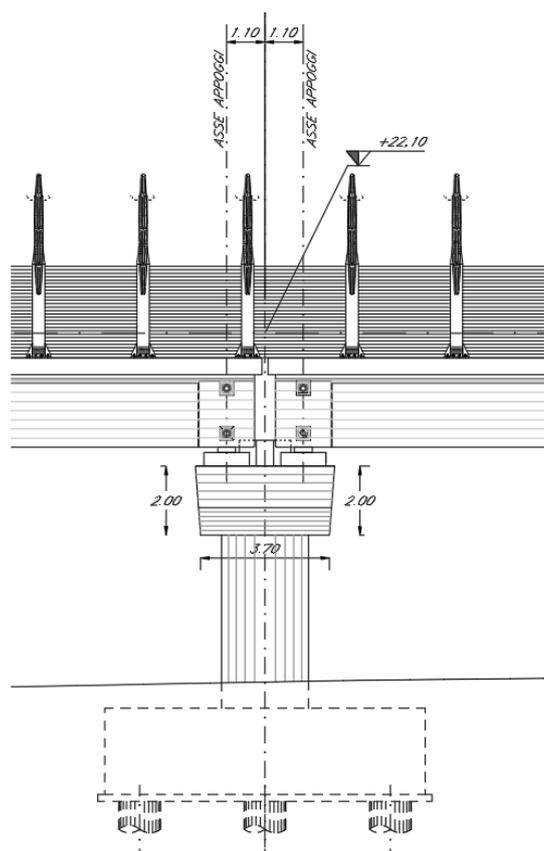
### 4.1 Generalità

La pila presenta una sezione circolare di diametro 2,50m, un'altezza complessiva di 6,00m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 4 x 7,40m ed altezza 2,00m.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro  $\phi = 1,20\text{m}$  collegati in testa da una platea di spessore 2,50 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.



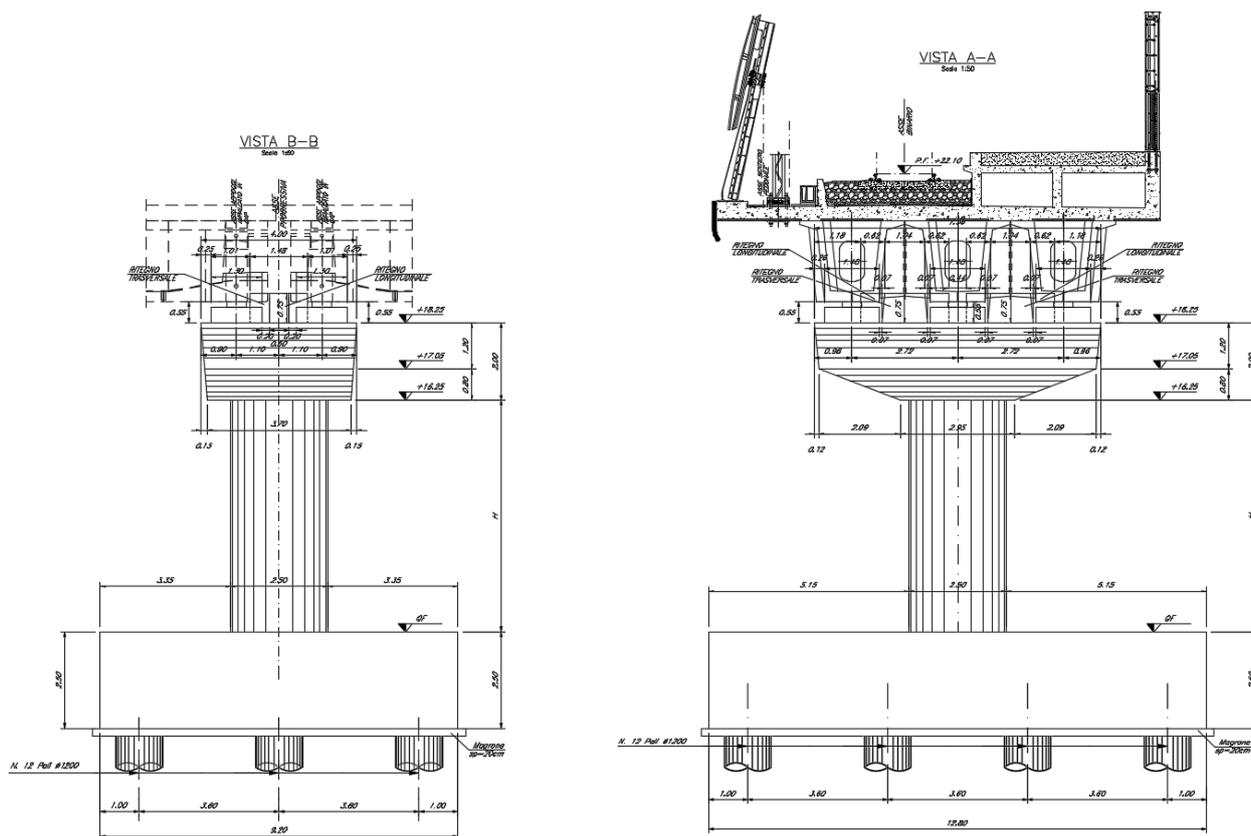


Figura 5 – prospetti pila

## 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 omissi 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	VI 02 A5 001	A	16 di 56

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

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	19 di 56

#### 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>0,55</b>	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	$H_1$	<b>9,05</b>	m
Pulvino			
Altezza	$H_p$	<b>2,00</b>	m
Lunghezza lungo asse X	$b_p$	<b>4</b>	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_p$	<b>7,40</b>	m
Area Sezione		<b>29,60</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>2,50</b>	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_m$	<b>2,50</b>	m
Area Sezione		<b>4,91</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>-1,10</b>	m
Distanza asse baggiole- asse pila (dx)	$x_{m2}$	<b>1,10</b>	m

Plinto			
Altezza	$H_f$	<b>2,50</b>	m
Lunghezza lungo asse X	$b_f$	<b>9,20</b>	m
Lunghezza lungo asse Y	$L_f$	<b>12,80</b>	m
Spessore ricoprimento medio	$h_t$	<b>1,20</b>	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		<b>-1,10</b>	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		<b>1,10</b>	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno ( $\varphi$ )		<b>35</b>	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	▼	Ko= 0.426	▼ 426 271
Sisma			
$S_s$		<b>1,200</b>	
$a_g$		<b>0,130</b>	
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	0,156	
$F_0$		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 in CAP;
  - Peso proprio soletta in c.a. e parballast;
- $G_2$ : peso strutturale portato, dato dalla somma dei seguenti contributi:
  - Peso proprio della barriera antirumore, assunto pari a 15 kN/m per ogni barriera;
  - Peso del ballast, assunto pari a
    - $L_{vasca}[3,8m] * h_{vasca}[0,8m] * \gamma_{ballast} [18 \text{ kN}/m^3] = 54,72 \text{ kN}/m$
  - Peso del sentiero pedonale e dell'impermeabilizzazione del marciapiedi, assunto pari a 1,5 kN/m;
  - Peso della canaletta, assunto pari a 2,1 kN/m;
  - Peso della veletta, assunto pari a 2,5 kN/m;
  - Peso del pacchetto di pavimentazione della banchina, assunto pari a 34,8 kN/m;
  - Peso proprio della sovrastruttura della banchina, assunto pari a 50 kN/m.

### Impalcato (sx)

N° Binari		<b>1</b>	
Lunghezza	L	<b>25</b>	m
Peso Proprio	G1	<b>270</b>	kN/m
Permanenti portati+ballast	G2	<b>176</b>	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	<b>3</b>	
Reazione appoggio i = $(G_1 * L/2)/n$	$R_i$	1125,0	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L/2)/n$	$R_i$	733,3	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L/2)/n$ (ballast)	$R_i$	0	kN

### Impalcato (dx)

N° Binari		<b>1</b>	
Lunghezza	L	<b>25</b>	m
Peso Proprio	G1	<b>270</b>	kN/m
Permanenti portati+ballast	G2	<b>176</b>	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	<b>3</b>	
Reazione appoggio i = $(G_1 * L/2)/n$	$R_i$	1125,0	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L/2)/n$	$R_i$	733,3	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L/2)/n$ (ballast)	$R_i$	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:

sx		ai							
APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
1	0,083	-2,72	1239	1511,2	1,1	1	1,20	1638	1817
2	0,333	0	1239	1511,2	1,1	1	1,20	1638	1817
3	0,583	2,72	1239	1511,2	1,1	1	1,20	1638	1817
dx		ai							
APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
1	0,083	-2,72	1239	1511,2	1,1	1	1,20	1638	1817
2	0,333	0	1239	1511,2	1,1	1	1,20	1638	1817
3	0,583	2,72	1239	1511,2	1,1	1	1,20	1638	1817
<b>ML MAX</b>		caricata tutta la campata di destra							
APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	$\alpha$ (LM71)	$\alpha$ (SW2)	$\phi_3$	REAZ LM71	REAZ SW2
1	0,083	-2,72		1875	1,1	1	1,20	0	2254
2	0,333	0		1875	1,1	1	1,20	0	2254
3	0,583	2,72		1875	1,1	1	1,20	0	2254

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

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	1125			1125			1125			0,00
Permanenti G2	733			733			733			0,00
Ballast										0,00
Comb. Nmax Qv	1060			606			151			0,00
Comb. Nmax Q frenatura										0,00
Comb. Nmax Q centrifuga										0,00
Comb. Nmax Q serpeggio						55				3,30
Comb. MTmax Qv	1060			606			151			0,00
Comb. MTmax Q frenatura										0,00
Comb. MTmax Q centrifuga										0,00
Comb. MTmax Q serpeggio						55				3,30
Comb. MLmax Qv										0,00
Comb. MLmax Q frenatura										0,00
Comb. MLmax Q centrifuga										0,00
Comb. MLmax Q serpeggio										3,30
Vento Ponte Scarico						239				3,65
Vento Ponte Carico						239				3,65
Attrito permanente		11			11			11		0,00
Attrito carichi mobili		32			18			5		0,00
q=1.5	Sisma longitudinale									0,00
	Sisma trasversale					1768				3,30
	Sisma verticale	177			177		177			0,00
q=1.36	Sisma longitudinale		0		0			0		0,00
	Sisma trasversale			0		1950			0	3,30
	Sisma verticale	177			177		177			0,00
q=1	Sisma longitudinale		0		0			0		0,00
	Sisma trasversale			0		2651			0	3,30
	Sisma verticale	177			177		177			0,00

**REAZIONI VINCOLARI [kN,m]**

dx

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	1125			1125			1125			0,00
Permanenti G2	733			733			733			0,00
Ballast										0,00
Comb. Nmax Qv	1060			606			151			0,00
Comb. Nmax Q frenatura					875					0,00
Comb. Nmax Q centrifuga										0,00
Comb. Nmax Q serpeggio						55				3,30
Comb. MTmax Qv	1060			606			151			0,00
Comb. MTmax Q frenatura					875					0,00
Comb. MTmax Q centrifuga										0,00
Comb. MTmax Q serpeggio						55				3,30
Comb. MLmax Qv	1315			751			188			0,00
Comb. MLmax Q frenatura					875					0,00
Comb. MLmax Q centrifuga										0,00
Comb. MLmax Q serpeggio						110				3,30
Vento Ponte Scarico						239				3,65
Vento Ponte Carico						239				3,65
Attrito permanente		11			11			11		0,00
Attrito carichi mobili		39			23			6		0,00
q=1.5	Sisma longitudinale				3535					0,00
	Sisma trasversale					1768				3,30
	Sisma verticale	177			177		177			0,00
q=1.36	Sisma longitudinale		0		3899			0		0,00
	Sisma trasversale			0		1950			0	3,30
	Sisma verticale	177			177		177			0,00
q=1	Sisma longitudinale		0		5303			0		0,00
	Sisma trasversale			0		2651			0	3,30
	Sisma verticale	177			177		177			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)	$v_b = v_{b0} * (1 + \frac{ks(a_s/a_0 - 1)}{10})$	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	$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2$	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	3,3	3,3	m
Altezza treno o parapetto	h2	4	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	7,3	7,3	m
Rapporto di forma	b/dtot	1,56	1,56	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	2,03	2,03	

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	27 di 56

<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	2,03	2,03	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	7,3	7,3	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	19,1	19,1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2,62	2,62	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1,5	1,5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	19,1	19,1	kN/m
<b>Vento impalcato a ponte scarico</b>		<b>sx</b>	<b>dx</b>	
Forza statica equivalente	f	19,1	19,1	kN/m
Luce impalcato	L	25	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	239	239	kN/m
<b>Vento impalcato a ponte carico</b>				
Forza statica equivalente	f	19,1	19,1	kN/m
Luce impalcato	L	25	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	239	239	kN/m

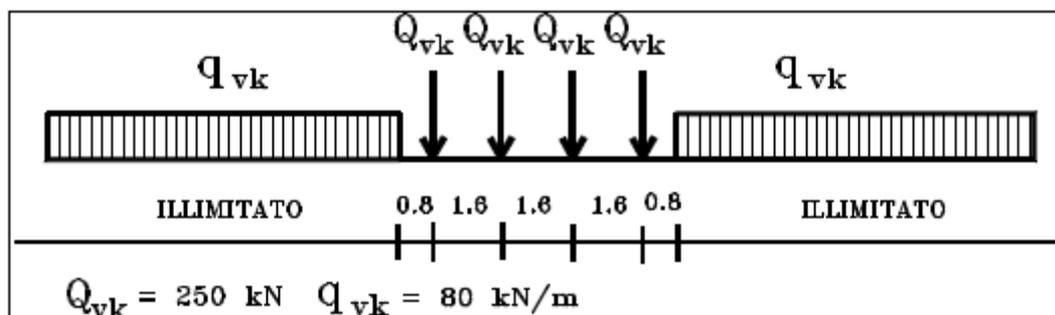
#### 4.6.4 Carichi da traffico verticali

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.

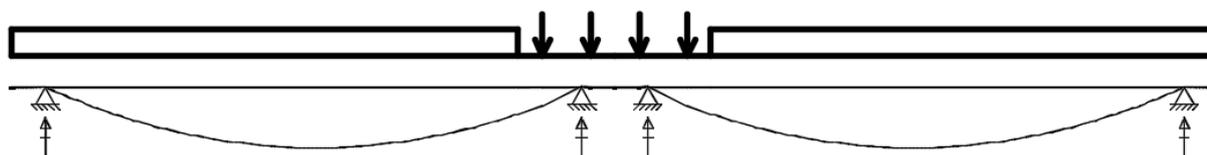


*Treno di carico LM 71*

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

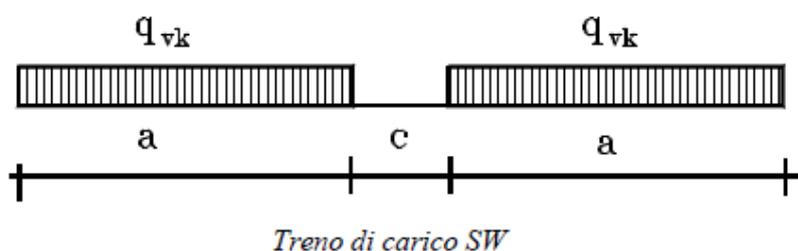
Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

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



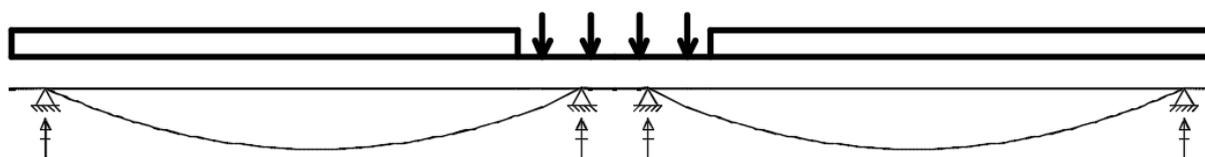
➤ *Modello di carico SW/2*

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:

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

#### 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	25	m
L <sub>calc</sub>	25	per Treno LM 71
	25	per Treno SW/0
	25	per SW/2
Q <sub>1b,k</sub>	550	per Treno LM 71
Q <sub>1b,k</sub>	550	per Treno SW/0
Q <sub>1b,k</sub>	875	per SW/2
Q <sub>1b,k</sub> (filtrata) per Treno LM 71	<b>550</b>	kN
Q <sub>1b,k</sub> (filtrata) per Treno SW/0	<b>550</b>	kN
Q <sub>1b,k</sub> (filtrata) per SW/2	<b>875</b>	kN

Avviamento		
L	25	m
L <sub>calc</sub>	25	per Treno LM 71
	25	per Treno SW/0
	25	per SW/2
Q <sub>1a,k</sub>	907,5	per Treno LM 71
Q <sub>1a,k</sub>	907,5	per Treno SW/0
Q <sub>1a,k</sub>	825	per SW/2
Q <sub>1a,k</sub> (filtrata) per Treno LM 71	<b>908</b>	kN
Q <sub>1a,k</sub> (filtrata) per Treno SW/0	<b>908</b>	kN
Q <sub>1a,k</sub> (filtrata) per SW/2	<b>825</b>	kN

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	31 di 56

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 $\phi$	22,8	m
$\phi$ 3 Coeff. Dinamico	1,202	

#### 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:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

Elaborazioni grafiche

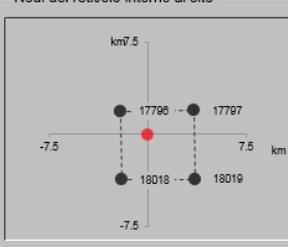
Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

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

Interpolazione

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

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

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

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

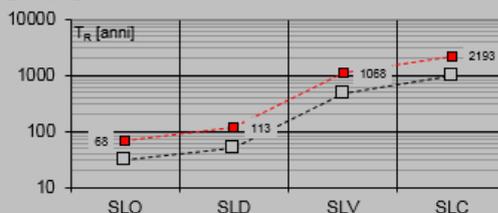
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

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

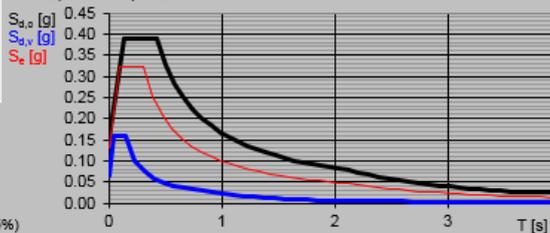
Spettro di progetto

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**

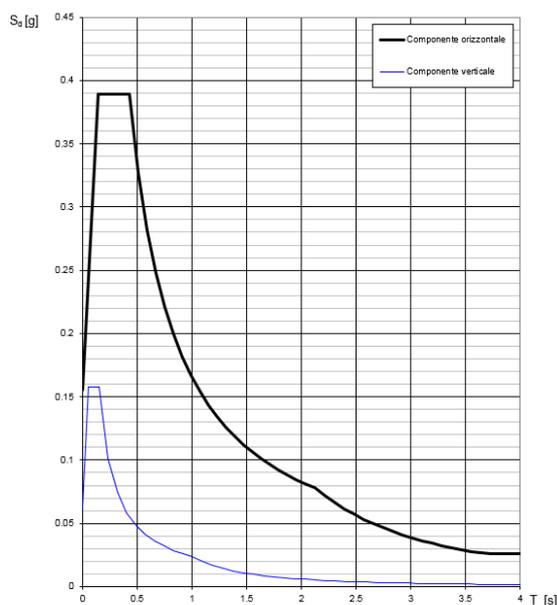
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.130 g
$F_a$	2.499
$T_C$	0.304 s
$S_s$	1.200
$C_C$	1.396
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.141 s
$T_C$	0.424 s
$T_D$	2.119 s



➤ 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:

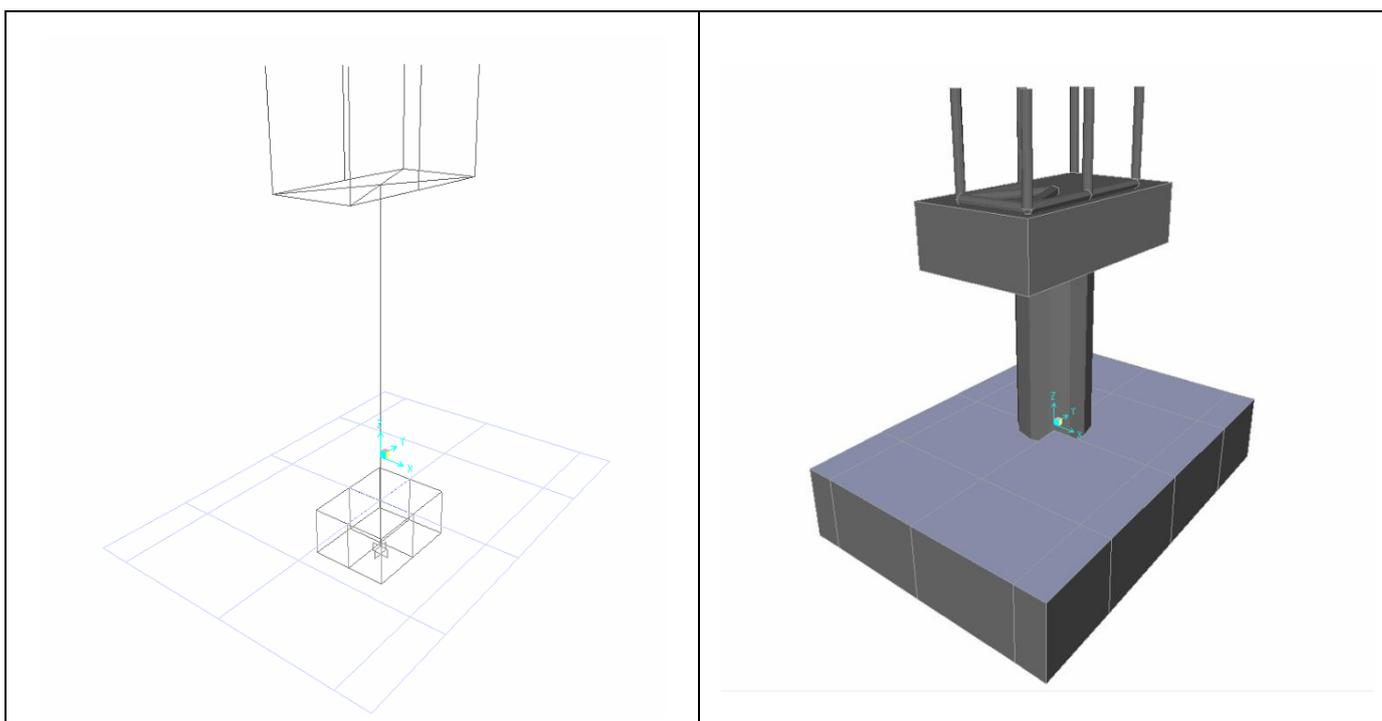
- $q= 1.5$  per la verifica a presso flessione della pila
- $q= 1.5/1.1$  per la verifica a capacità portante verticale dei pali e verifica del plinto
- $q= 1$  per le verifiche a taglio degli elementi strutturali (vedi anche punto successivo), verifiche a capacità portante orizzontale dei pali.
- Solo per la verifica a taglio dello spiccato 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.

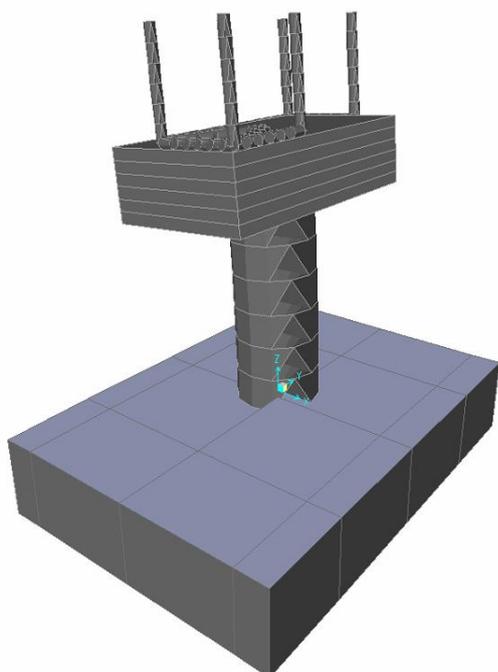
Non essendo soddisfatti i suddetti criteri per l'analisi statica si svolge una Analisi Dinamica Lineare. L'analisi viene svolta considerando per la pila una rigidezza non fessurata e fessurata con riduzione della rigidezza pari ad al 50%.



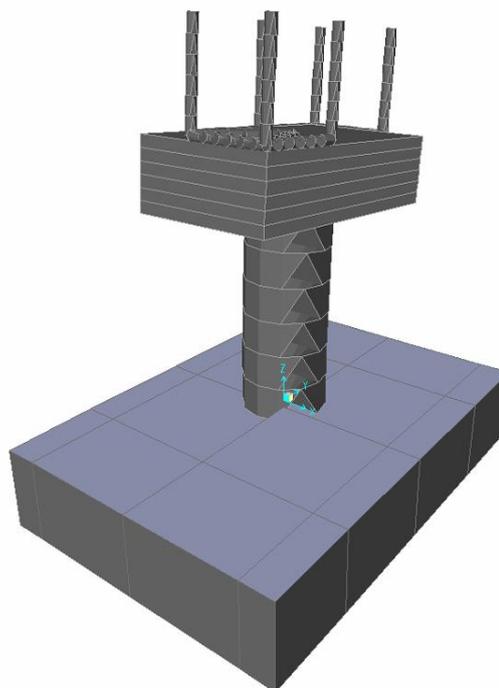
**Figura 1: Modello FEM**

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

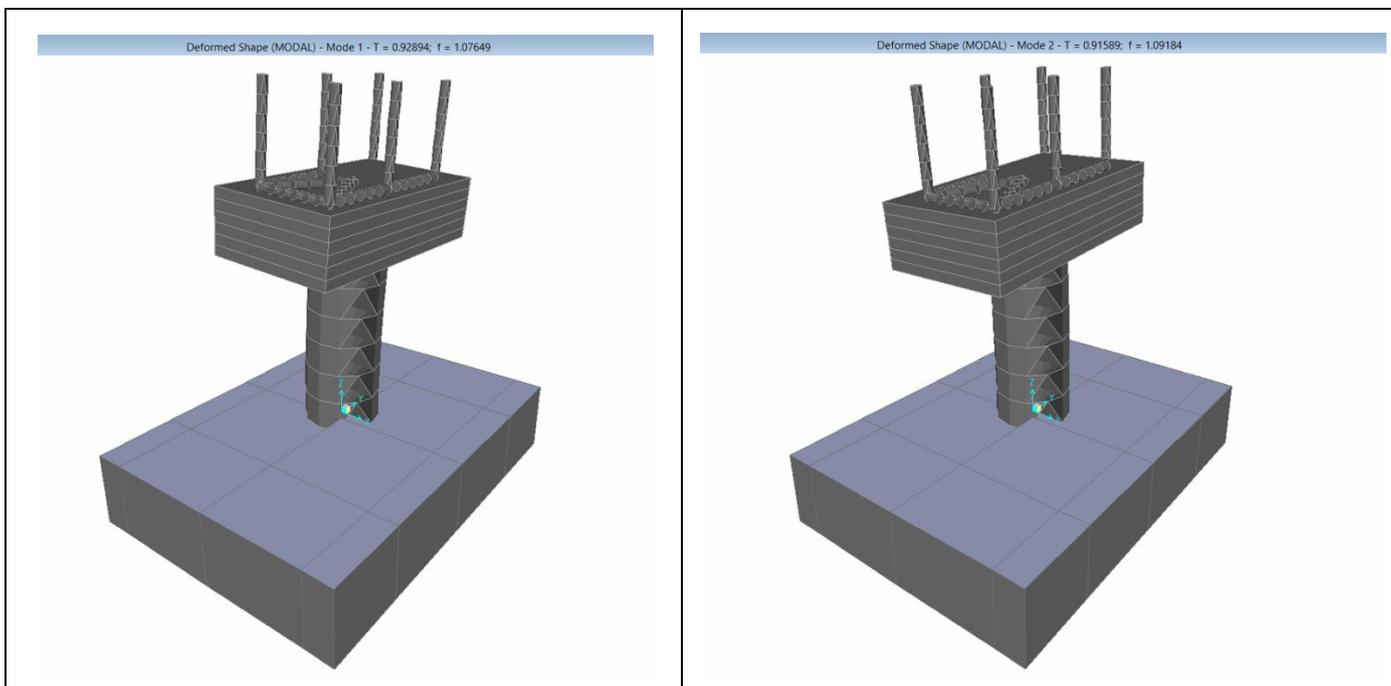
Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.65389; f = 1.52931



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.64471; f = 1.55107



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



**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	2216			0,00	0,00	0	0	0
Vento su pila dir. x		71		0,00	0,00	8,00	0	569
Vento su pila dir.y			49,1	0,00	0,00	8,00	393	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	2216			0,00	0,00	0	0	0
Plinto	7360			0,00	0,00	1,25	0,00	0
Rinterro	2676			0,00	0,00	0,00	0,00	0
Vento su pila dir. x		71		0,00	0,00	10,50	0	746
Vento su pila dir.y			49,1	0,00	0,00	10,50	516	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		1148		0,00	0,00	1,25	0,00	1435
Plinto sisma y			1148	0,00	0,00	1,25	1435	0
Plinto sisma z	574			0,00	0,00	1,25	0	0
Rinterro sisma z	209			0,00	0,00	0,00	0	0



RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA  
TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA  
VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+092 a  
km 71+267

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	40 di 56

## 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	19228	766	549	12662	6553
	Tx,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	17504	1369	69	4647	14772
	Ty,A <sub>max</sub>	A2 - SLU - Vento ponte scarico	14686	67	685	8094	572
	Mxx <sub>max</sub>	A2 - SLU - N max gr.1	19228	766	549	12662	6553
	Myy <sub>max</sub>	A2 - SLU - ML max gr.3	17504	1369	69	4647	14772
SLU STR	Nz,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	23973	878	634	14658	7510
	Tx,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	21973	1552	80	5390	16832
	Ty,A <sub>max</sub>	A1 - SLU - Vento ponte scarico	18705	67	791	9339	572
	Mxx <sub>max</sub>	A1 - SLU - N max gr.1	23973	878	634	14658	7510
	Myy <sub>max</sub>	A1 - SLU - ML max gr.3	21973	1552	80	5390	16832
SLE RARA	Nz,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	17000	627	426	9980	5357
	Tx,A <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	15620	1107	55	3717	11918
	Ty,A <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	17000	627	426	9980	5357
	Mxx <sub>max</sub>	SLE rara - N max gr.1	17000	627	426	9980	5357
	Myy <sub>max</sub>	SLE rara - ML max gr.3	15620	1107	55	3717	11918
SI SLE RARA	Ty,A <sub>max</sub>	SLE RARA.- N max gr.4	13600	889	404	8732	7601
	Mxx <sub>max</sub>	SLE RARA.- N max gr.4	13600	889	404	8732	7601
	Myy <sub>max</sub>	SLE RARA.- ML max gr.4	12496	932	88	3495	9926
		SLE quasi permanente	13366	67	0	0	572
SLV q=1.5	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	15154	1293	1083	13816	11059
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	14135	3768	1083	13441	32712
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	14411	1293	3557	43140	11059
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	14411	1293	3557	43140	11059
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	14135	3768	1083	13441	32712
SLV q=1.36	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	15154	1403	1192	14616	11992
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	14135	4132	1192	14735	35824
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	14411	1403	3921	46958	11992
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	14411	1403	3921	46958	11992
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	14135	4132	1192	14735	35824
SLV q=1	Nz,A <sub>max</sub>	SLV - N max	15154	1824	1613	20100	15592
	Tx,A <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	14135	5536	1613	19725	47825
	Ty,A <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	14411	1824	5325	64086	15592
	Mxx <sub>max</sub>	SLV - MT max gr.1	14411	1824	5325	64086	15592
	Myy <sub>max</sub>	SLV - ML max gr.1	14135	5536	1613	19725	47825

**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	1389,378	412,324	14091,129	5937,4611	16689,1887	0,6589
base pila	EX_3	Combination	Min	-1389,371	-412,349	14091,089	-3959,2213	-16689,1082	-0,7433
base pila	EX_2	Combination	Max	1389,378	412,324	14091,129	5937,4611	16689,1887	0,6589
base pila	EX_2	Combination	Min	-1389,371	-412,349	14091,089	-3959,2213	-16689,1082	-0,7433
base pila	EX_1	Combination	Max	1389,378	412,324	14091,129	5937,4611	16689,1887	0,6589
base pila	EX_1	Combination	Min	-1389,371	-412,349	14091,089	-3959,2213	-16689,1082	-0,7433
base pila	EX_4	Combination	Max	1389,378	412,324	14091,129	5937,4611	16689,1887	0,6589
base pila	EX_4	Combination	Min	-1389,371	-412,349	14091,089	-3959,2213	-16689,1082	-0,7433
base pila	EY_1	Combination	Max	417,012	1373,762	14091,139	17475,4803	5009,1435	0,649
base pila	EY_1	Combination	Min	-417,005	-1373,787	14091,078	-15497,2405	-5009,063	-0,7334
base pila	EY_2	Combination	Max	417,012	1373,762	14091,139	17475,4803	5009,1435	0,649
base pila	EY_2	Combination	Min	-417,005	-1373,787	14091,078	-15497,2405	-5009,063	-0,7334
base pila	EY_3	Combination	Max	417,012	1373,762	14091,139	17475,4803	5009,1435	0,649
base pila	EY_3	Combination	Min	-417,005	-1373,787	14091,078	-15497,2405	-5009,063	-0,7334
base pila	EY_4	Combination	Max	417,012	1373,762	14091,139	17475,4803	5009,1435	0,649
base pila	EY_4	Combination	Min	-417,005	-1373,787	14091,078	-15497,2405	-5009,063	-0,7334

**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	1979,014	587,518	14091,126	8048,7522	23801,6881	0,4714
base pila	EX_3	Combination	Min	-1979,01	-587,556	14091,093	-6070,3978	-23801,6482	-0,5132
base pila	EX_2	Combination	Max	1979,014	587,518	14091,126	8048,7522	23801,6881	0,4714
base pila	EX_2	Combination	Min	-1979,01	-587,556	14091,093	-6070,3978	-23801,6482	-0,5132
base pila	EX_1	Combination	Max	1979,014	587,518	14091,126	8048,7522	23801,6881	0,4714
base pila	EX_1	Combination	Min	-1979,01	-587,556	14091,093	-6070,3978	-23801,6482	-0,5132
base pila	EX_4	Combination	Max	1979,014	587,518	14091,126	8048,7522	23801,6881	0,4714
base pila	EX_4	Combination	Min	-1979,01	-587,556	14091,093	-6070,3978	-23801,6482	-0,5132
base pila	EY_1	Combination	Max	593,844	1957,958	14091,132	24515,3608	7142,1876	0,4646
base pila	EY_1	Combination	Min	-593,84	-1957,996	14091,088	-22537,0064	-7142,1477	-0,5064
base pila	EY_2	Combination	Max	593,844	1957,958	14091,132	24515,3608	7142,1876	0,4646
base pila	EY_2	Combination	Min	-593,84	-1957,996	14091,088	-22537,0064	-7142,1477	-0,5064
base pila	EY_3	Combination	Max	593,844	1957,958	14091,132	24515,3608	7142,1876	0,4646
base pila	EY_3	Combination	Min	-593,84	-1957,996	14091,088	-22537,0064	-7142,1477	-0,5064
base pila	EY_4	Combination	Max	593,844	1957,958	14091,132	24515,3608	7142,1876	0,4646
base pila	EY_4	Combination	Min	-593,84	-1957,996	14091,088	-22537,0064	-7142,1477	-0,5064

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



RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA  
TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA  
VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+092 a  
km 71+267

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	43 di 56

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**

		$N_{z,A}$ [kN]	$T_{x,A}$ [kN]	$T_{y,A}$ [kN]	$M_{xx}$ [kNm]	$M_{yy}$ [kNm]	
SLU GEO	$N_{z,A_{max}}$	A2 - SLU - N max gr.1	30067	766	549	14034	8469
	$T_{x,A_{max}}$	A2 - SLU - ML max gr.3	28343	1369	69	4818	18193
	$T_{y,A_{max}}$	A2 - SLU - Vento ponte scarico	25525	67	685	9807	739
	$M_{xx_{max}}$	A2 - SLU - N max gr.1	30067	766	549	14034	8469
	$M_{yy_{max}}$	A2 - SLU - ML max gr.3	28343	1369	69	4818	18193
SLU STR	$N_{z,A_{max}}$	A1 - SLU - N max gr.1	37923	878	634	16244	9706
	$T_{x,A_{max}}$	A1 - SLU - ML max gr.3	35923	1552	80	5589	20713
	$T_{y,A_{max}}$	A1 - SLU - Vento ponte scarico	32655	67	791	11316	739
	$M_{xx_{max}}$	A1 - SLU - N max gr.1	37923	878	634	16244	9706
	$M_{yy_{max}}$	A1 - SLU - ML max gr.3	35923	1552	80	5589	20713
SLE RARA	$N_{z,A_{max}}$	SLE rara - N max gr.1	27036	627	426	11046	6923
	$T_{x,A_{max}}$	SLE rara - ML max gr.3	25657	1107	55	3855	14685
	$T_{y,A_{max}}$	SLE rara - N max gr.1	27036	627	426	11046	6923
	$M_{xx_{max}}$	SLE rara - N max gr.1	27036	627	426	11046	6923
	$M_{yy_{max}}$	SLE rara - ML max gr.3	25657	1107	55	3855	14685
SLE RARA	$T_{y,A_{max}}$	SLE RARA.- N max gr.4	21629	889	404	9742	9824
	$M_{xx_{max}}$	SLE RARA.- N max gr.4	21629	889	404	9742	9824
	$M_{yy_{max}}$	SLE RARA.- ML max gr.4	20525	932	88	3715	12255
SLE		SLE quasi permanente	23403	67	0	0	739
SLV q=1.5	$N_{z,A_{max}}$	SLV - N max	25973	1638	1427	16953	14723
	$T_{x,A_{max}}$	SLV - ML max gr.1	24406	4916	1427	16578	43568
	$T_{y,A_{max}}$	SLV - MT max gr.1	24682	1638	4705	53468	14723
	$M_{xx_{max}}$	SLV - MT max gr.1	24682	1638	4705	53468	14723
	$M_{yy_{max}}$	SLV - ML max gr.1	24406	4916	1427	16578	43568
SLV q=1.36	$N_{z,A_{max}}$	SLV - N max	25973	1747	1536	18026	15929
	$T_{x,A_{max}}$	SLV - ML max gr.1	24406	5280	1536	18145	47589
	$T_{y,A_{max}}$	SLV - MT max gr.1	24682	1747	5069	58196	15929
	$M_{xx_{max}}$	SLV - MT max gr.1	24682	1747	5069	58196	15929
	$M_{yy_{max}}$	SLV - ML max gr.1	24406	5280	1536	18145	47589
SLV q=1	$N_{z,A_{max}}$	SLV - N max	25973	2168	1957	24563	20582
	$T_{x,A_{max}}$	SLV - ML max gr.1	24406	6684	1957	24187	63099
	$T_{y,A_{max}}$	SLV - MT max gr.1	24682	2168	6473	78833	20582
	$M_{xx_{max}}$	SLV - MT max gr.1	24682	2168	6473	78833	20582
	$M_{yy_{max}}$	SLV - ML max gr.1	24406	6684	1957	24187	63099

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	VI 02 A5 001	A	45 di 56

**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	1979,014	587,518	14091,126	8048,7522	23801,6881	0,4714
base pila	EX_3	Combination	Min	-1979,01	-587,556	14091,093	-6070,3978	-23801,6482	-0,5132
base pila	EX_2	Combination	Max	1979,014	587,518	14091,126	8048,7522	23801,6881	0,4714
base pila	EX_2	Combination	Min	-1979,01	-587,556	14091,093	-6070,3978	-23801,6482	-0,5132
base pila	EX_1	Combination	Max	1979,014	587,518	14091,126	8048,7522	23801,6881	0,4714
base pila	EX_1	Combination	Min	-1979,01	-587,556	14091,093	-6070,3978	-23801,6482	-0,5132
base pila	EX_4	Combination	Max	1979,014	587,518	14091,126	8048,7522	23801,6881	0,4714
base pila	EX_4	Combination	Min	-1979,01	-587,556	14091,093	-6070,3978	-23801,6482	-0,5132
base pila	EY_1	Combination	Max	593,844	1957,958	14091,132	24515,3608	7142,1876	0,4646
base pila	EY_1	Combination	Min	-593,84	-1957,996	14091,088	-22537,0064	-7142,1477	-0,5064
base pila	EY_2	Combination	Max	593,844	1957,958	14091,132	24515,3608	7142,1876	0,4646
base pila	EY_2	Combination	Min	-593,84	-1957,996	14091,088	-22537,0064	-7142,1477	-0,5064
base pila	EY_3	Combination	Max	593,844	1957,958	14091,132	24515,3608	7142,1876	0,4646
base pila	EY_3	Combination	Min	-593,84	-1957,996	14091,088	-22537,0064	-7142,1477	-0,5064
base pila	EY_4	Combination	Max	593,844	1957,958	14091,132	24515,3608	7142,1876	0,4646
base pila	EY_4	Combination	Min	-593,84	-1957,996	14091,088	-22537,0064	-7142,1477	-0,5064

**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	1389,378	412,324	14091,129	5937,4611	16689,1887	0,6589
base pila	EX_3	Combination	Min	-1389,371	-412,349	14091,089	-3959,2213	-16689,1082	-0,7433
base pila	EX_2	Combination	Max	1389,378	412,324	14091,129	5937,4611	16689,1887	0,6589
base pila	EX_2	Combination	Min	-1389,371	-412,349	14091,089	-3959,2213	-16689,1082	-0,7433
base pila	EX_1	Combination	Max	1389,378	412,324	14091,129	5937,4611	16689,1887	0,6589
base pila	EX_1	Combination	Min	-1389,371	-412,349	14091,089	-3959,2213	-16689,1082	-0,7433
base pila	EX_4	Combination	Max	1389,378	412,324	14091,129	5937,4611	16689,1887	0,6589
base pila	EX_4	Combination	Min	-1389,371	-412,349	14091,089	-3959,2213	-16689,1082	-0,7433
base pila	EY_1	Combination	Max	417,012	1373,762	14091,139	17475,4803	5009,1435	0,649
base pila	EY_1	Combination	Min	-417,005	-1373,787	14091,078	-15497,2405	-5009,063	-0,7334
base pila	EY_2	Combination	Max	417,012	1373,762	14091,139	17475,4803	5009,1435	0,649
base pila	EY_2	Combination	Min	-417,005	-1373,787	14091,078	-15497,2405	-5009,063	-0,7334
base pila	EY_3	Combination	Max	417,012	1373,762	14091,139	17475,4803	5009,1435	0,649
base pila	EY_3	Combination	Min	-417,005	-1373,787	14091,078	-15497,2405	-5009,063	-0,7334
base pila	EY_4	Combination	Max	417,012	1373,762	14091,139	17475,4803	5009,1435	0,649
base pila	EY_4	Combination	Min	-417,005	-1373,787	14091,078	-15497,2405	-5009,063	-0,7334

**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.

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	46 di 56

#### 4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

<b>GEO SLU 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
A2 - SLU - N max gr.1	30067	766	549	15461	10462	3298	1713	79
A2 - SLU - MT max gr.1	30067	766	549	15461	10462	3298	1713	79
A2 - SLU - ML max gr.1	28343	822	138	6162	14287	3029	1695	69
A2 - SLU - N max gr.3	30067	1313	480	14296	17927	3525	1486	117
A2 - SLU - MT max gr.3	30067	1313	480	14296	17927	3525	1486	117
A2 - SLU - ML max gr.3	28343	1369	69	4997	21752	3256	1468	114
A2 - SLU - Vento ponte scarico	25525	67	685	11589	913	2481	1773	57
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	30067	766	549	15461	10462	3298	1713	79
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	30067	766	549	15461	10462	3298	1713	79
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	28343	822	138	6162	14287	3029	1695	69
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	30067	1313	480	14296	17927	3525	1486	117
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	30067	1313	480	14296	17927	3525	1486	117
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	28343	1369	69	4997	21752	3256	1468	114
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	25525	67	685	11589	913	2481	1773	57
						3525	1468	117

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

<b>STR SLU 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
A1 - SLU - N max gr.1	37923	878	634	17892	11989	4074	2247	90
A1 - SLU - MT max gr.1	37923	878	634	17892	11989	4074	2247	90
A1 - SLU - ML max gr.1	35923	942	160	7148	16423	3762	2225	80
A1 - SLU - N max gr.3	37923	1488	554	16540	20315	4325	1995	132
A1 - SLU - MT max gr.3	37923	1488	554	16540	20315	4325	1995	132
A1 - SLU - ML max gr.3	35923	1552	80	5797	24749	4014	1973	130
A1 - SLU - Vento ponte scarico	32655	67	791	13372	913	3124	2318	66
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	37923	878	634	17892	11989	4074	2247	90
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	37923	878	634	17892	11989	4074	2247	90
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	35923	942	160	7148	16423	3762	2225	80
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	37923	1488	554	16540	20315	4325	1995	132
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	37923	1488	554	16540	20315	4325	1995	132
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	35923	1552	80	5797	24749	4014	1973	130
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	32655	67	791	13372	913	3124	2318	66
						4325	1973	132

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

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	47 di 56

**SIS MI 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 <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>/palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	25973	1747	1536	22020	20471	3487	842	194
SLV - MT max gr.1	24682	1747	5069	71376	20471	4750	-637	447
SLV - ML max gr.1	24406	5280	1536	22139	61317	4778	-710	458
SLV - MT max gr.3	23576	1747	5069	71376	20471	4658	-729	447
SLV - ML max gr.3	23300	5280	1536	22139	61317	4686	-802	458
SLV - N min	22285	1747	1536	22020	20471	3180	535	194
						4778	-802	458

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

**SIS MI 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 <sub>max/palo</sub>	N <sub>min/palo</sub>	T <sub>/palo</sub>
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	25973	2168	1957	29652	26219	3898	430	243
SLV - MT max gr.1	24682	2168	6473	95662	26219	5625	-1511	569
SLV - ML max gr.1	24406	6684	1957	29276	80477	5641	-1574	580
SLV - MT max gr.3	23576	2168	6473	95662	26219	5532	-1603	569
SLV - ML max gr.3	23300	6684	1957	29276	80477	5549	-1666	580
SLV - N min	22285	2168	1957	29652	26219	3591	123	243
						5641	-1666	580

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

**SLE RARA 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	27036	627	426	12155	8552	2888	1618	63
SLE rara - MT max gr.1	27036	627	426	12155	8552	2888	1618	63
SLE rara - ML max gr.1	25657	669	110	4930	11590	2677	1599	57
SLE rara - N max gr.3	27036	1064	371	11223	14524	3069	1437	94
SLE rara - MT max gr.3	27036	1064	371	11223	14524	3069	1437	94
SLE rara - ML max gr.3	25657	1107	55	3998	17562	2859	1417	92
SLE rara - Vento ponte scarico	23403	40	336	5606	548	2125	1775	28
						3069	1417	94

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

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

C.C. n°	N kN	T <sub>x</sub> kN	T <sub>y</sub> kN	M <sub>x</sub> kNm	M <sub>y</sub> kNm	N <sub>max/palo</sub> kN	N <sub>min/palo</sub> kN	T <sub>/palo</sub> kN
<b>SLE RARA.- N max gr.4</b>	21629	889	404	10794	12135	2524	1081	81
<b>SLE RARA.- MT max gr.4</b>	21629	889	404	10794	12135	2524	1081	81
<b>SLE RARA.- ML max gr.4</b>	20525	932	88	3944	14677	2330	1091	78
						2524	1081	81

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:

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	49 di 56

Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	8,6	8,6	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	5536	5325	kN
Momento agente (q=1)	M	47825	64086	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	3768	3557	kN
Momento agente (con q)	MEd	32712	43140	kN*m
Momento Resistente	MRd	31563,51	31832,42	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	0,96	0,74	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		CRITICA	CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	45	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	5536	5325	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	3636	2625	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	<b>3636</b>	<b>2625</b>	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	$\gamma_{Bd}$	1	0,22	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	$\gamma_{Bd}$	<b>1</b>	<b>1,00</b>	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	<b>3636</b>	<b>2625</b>	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	$\gamma_{Bd}$	1,00	1,00	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	45	

La sezione è armata con:

$A_s = \phi 30/10 \phi 30/10$  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
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

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	50 di 56

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.: 125.0 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 circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate  
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. 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  
 $\emptyset$  Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	$\emptyset$
1	0.0	0.0	110.0	40	30
2	0.0	0.0	100.0	40	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	19228.00	12662.00	6553.00	549.00	766.00
2	17504.00	4647.00	14772.00	69.00	1369.00
3	14686.00	8094.00	572.00	685.00	67.00
4	19228.00	12662.00	6553.00	549.00	766.00
5	17504.00	4647.00	14772.00	69.00	1369.00
6	23973.00	14658.00	7510.00	634.00	878.00
7	21973.00	5390.00	16832.00	80.00	1552.00
8	18705.00	9339.00	572.00	791.00	67.00

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	51 di 56

9	23973.00	14658.00	7510.00	634.00	878.00
10	21973.00	5390.00	16832.00	80.00	1552.00

**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	17000.00	9980.00	5357.00
2	15620.00	3717.00	11918.00
3	17000.00	9980.00	5357.00
4	17000.00	9980.00	5357.00
5	15620.00	3717.00	11918.00

**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	13600.00	8732.00 (7311.43)	7601.00 (6364.43)
2	13600.00	8732.00 (7311.43)	7601.00 (6364.43)
3	12496.00	3495.00 (3241.74)	9926.00 (9206.72)

**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	13366.00	0.00 (0.00)	572.00 (0.00)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

**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

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	52 di 56

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  $\geq 1.000$   
 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	19228.00	12662.00	6553.00	19228.06	28505.32	14756.61	2.25	565.5(147.3)
2	S	17504.00	4647.00	14772.00	17503.84	9426.42	29944.88	2.03	565.5(147.3)
3	S	14686.00	8094.00	572.00	14686.07	30025.01	2129.14	3.71	565.5(147.3)
4	S	19228.00	12662.00	6553.00	19228.06	28505.32	14756.61	2.25	565.5(147.3)
5	S	17504.00	4647.00	14772.00	17503.84	9426.42	29944.88	2.03	565.5(147.3)
6	S	23973.00	14658.00	7510.00	23972.98	30087.13	15416.64	2.05	565.5(147.3)
7	S	21973.00	5390.00	16832.00	21972.87	10109.04	31563.51	1.88	565.5(147.3)
8	S	18705.00	9339.00	572.00	18704.89	31832.42	1957.11	3.41	565.5(147.3)
9	S	23973.00	14658.00	7510.00	23972.98	30087.13	15416.64	2.05	565.5(147.3)
10	S	21973.00	5390.00	16832.00	21972.87	10109.04	31563.51	1.88	565.5(147.3)

**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 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	57.5	0.0	0.00294	49.9	98.0	-0.00529	-49.9	-98.0
2	0.00350	119.2	94.3	0.00292	104.6	34.0	-0.00562	-104.6	-34.0
3	0.00350	8.8	41.5	0.00287	0.0	110.0	-0.00623	0.0	-110.0
4	0.00350	57.5	110.1	0.00294	49.9	98.0	-0.00529	-49.9	-98.0
5	0.00350	119.2	37.2	0.00292	104.6	34.0	-0.00562	-104.6	-34.0
6	0.00350	57.0	111.2	0.00299	49.9	98.0	-0.00448	-49.9	-98.0
7	0.00350	119.0	38.1	0.00297	104.6	34.0	-0.00480	-104.6	-34.0
8	0.00350	7.6	124.8	0.00292	0.0	110.0	-0.00538	0.0	-110.0
9	0.00350	57.0	111.2	0.00299	49.9	98.0	-0.00448	-49.9	-98.0
10	0.00350	119.0	38.1	0.00297	104.6	34.0	-0.00480	-104.6	-34.0

**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	0.000017188	0.000033212	-0.001174512	----	----
2	0.000037035	0.000011650	-0.001353020	----	----
3	0.000002923	0.000041357	-0.001682552	----	----
4	0.000017188	0.000033212	-0.001174512	----	----
5	0.000037035	0.000011650	-0.001353020	----	----
6	0.000015479	0.000030213	-0.000743391	----	----
7	0.000033631	0.000010769	-0.000914141	----	----



RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA

TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA

VI02 - Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice da km 71+092 a km 71+267

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	53 di 56

8	0.000002313	0.000037765	-0.001229426	----	----
9	0.000015479	0.000030213	-0.000743391	----	----
10	0.000033631	0.000010769	-0.000914141	----	----

### VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezione di $V_x$ e $V_y$ 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 $D_{med}$ .
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 $L$ =lunghezza legatura/proiezione sulla direzione del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	839.65	15045.02	12645.67198.3	168.4	228.1	2.500	1.208	5.1	76.8(0.0)
2	S	1326.61	14900.73	12766.97198.7	170.0	227.3	2.500	1.190	8.0	76.8(0.0)
3	S	688.02	14631.25	13014.29199.6	172.9	225.3	2.500	1.159	4.1	77.0(0.0)
4	S	839.65	15045.02	12645.67198.3	168.4	228.1	2.500	1.208	5.1	76.8(0.0)
5	S	1326.61	14900.73	12766.97198.7	170.0	227.3	2.500	1.190	8.0	76.8(0.0)
6	S	964.61	15250.80	12339.85197.6	164.3	229.1	2.500	1.250	6.0	76.8(0.0)
7	S	1502.46	15234.91	12469.15198.0	166.0	228.6	2.500	1.238	9.3	76.8(0.0)
8	S	793.62	15015.47	12699.84198.3	168.8	228.2	2.500	1.203	4.8	76.9(0.0)
9	S	964.61	15250.80	12339.85197.6	164.3	229.1	2.500	1.250	6.0	76.8(0.0)
10	S	1502.46	15234.91	12469.15198.0	166.0	228.6	2.500	1.238	9.3	76.8(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	9.73	59.1	0.0	-59.0	-49.9	-98.0	2753	63.6
2	S	10.73	119.3	0.0	-92.6	-104.6	-34.0	3758	84.8
3	S	9.73	59.1	0.0	-59.0	-49.9	-98.0	2753	63.6
4	S	9.73	59.1	0.0	-59.0	-49.9	-98.0	2753	63.6
5	S	10.73	119.3	0.0	-92.6	-104.6	-34.0	3758	84.8

### COMBINAZIONI RARE 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
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]

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	54 di 56

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 Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 \cdot S_{max} / E_s$ [(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	-0.00036	0.00000	0.500	30.0	135	0.00018 (0.00018)	680	0.120 (0.20)	10379.18	5571.27
2	S	-0.00054	0.00000	0.500	30.0	135	0.00028 (0.00028)	685	0.190 (0.20)	3011.09	9654.59
3	S	-0.00036	0.00000	0.500	30.0	135	0.00018 (0.00018)	680	0.120 (0.20)	10379.18	5571.27
4	S	-0.00036	0.00000	0.500	30.0	135	0.00018 (0.00018)	680	0.120 (0.20)	10379.18	5571.27
5	S	-0.00054	0.00000	0.500	30.0	135	0.00028 (0.00028)	685	0.190 (0.20)	3011.09	9654.59

**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	9.97	82.1	0.0	-95.0	-77.8	-77.8	4195	99.0
2	S	9.97	82.1	0.0	-95.0	-77.8	-77.8	4195	99.0
3	S	9.06	117.9	0.0	-85.1	-104.6	-34.0	4099	99.0

**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	-0.00055	0.00000	0.500	30.0	135	0.00029 (0.00029)	675	0.193 (0.20)	7311.43	6364.43
2	S	-0.00055	0.00000	0.500	30.0	135	0.00029 (0.00029)	675	0.193 (0.20)	7311.43	6364.43
3	S	-0.00050	0.00000	0.500	30.0	135	0.00026 (0.00026)	670	0.171 (0.20)	3241.74	9206.72

**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	2.62	125.0	0.0	30.9	-110.0	0.0	---	---

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

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

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{\max} = 4325 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 4778 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 458 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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  $45^\circ$  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.

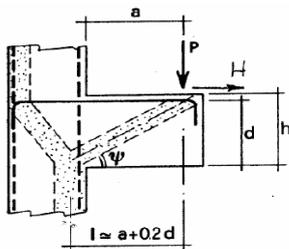
Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni.

Relazione di calcolo pila tipo 1

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 A5 001	A	56 di 56

**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**

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

**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**

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

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

**Dati di progetto**

b(m)=	<b>2,80</b>	m	dimensione trasversale verifica
P <sub>Ed</sub> (KN) =	<b>4778,00</b>	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H <sub>Ed</sub> (KN) =	<b>458,00</b>	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	<b>4,24</b>	m	distanza P da incastro
h(m) =	<b>2,50</b>	m	spessore mensola
δ(m) =	<b>0,10</b>	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	<b>2,40</b>	m	altezza utile
l(m) =	<b>4,72</b>	m	a+0,2d
λ =	<b>2,19</b>		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>26,0</b>	p1(cm) =	<b>10,0</b>	θ1° =	<b>0,0</b>
A <sub>φ</sub> i (mm <sup>2</sup> ) =	<b>530,93</b>	nb tot 1=	<b>28,0</b>	A <sub>φ</sub> TOT (mm <sup>2</sup> ) =	<b>14866,00</b>	A <sub>φ</sub> CAL(mm <sup>2</sup> ) =	<b>14866,00</b>
<b>Registro tipo</b>	<b>R2</b>						
n° R2=	<b>1</b>	φ2(mm) =	<b>26,0</b>	p2(cm) =	<b>10,0</b>	θ2° =	<b>0,0</b>
A <sub>φ</sub> i (mm <sup>2</sup> ) =	<b>530,93</b>	nb tot 2=	<b>28,0</b>	A <sub>φ</sub> TOT (mm <sup>2</sup> ) =	<b>14866,00</b>	A <sub>φ</sub> CAL(mm <sup>2</sup> ) =	<b>14866,00</b>
<b>Registro tipo</b>	<b>R3</b>						
n° R3=	<b>0</b>	φ3(mm) =	<b>24,0</b>	p3(cm) =	<b>10,0</b>	θ3° =	<b>0,0</b>
A <sub>φ</sub> i (mm <sup>2</sup> ) =	<b>452,39</b>	nb tot 3=	<b>0,0</b>	A <sub>φ</sub> TOT (mm <sup>2</sup> ) =	<b>0,00</b>	A <sub>φ</sub> CAL(mm <sup>2</sup> ) =	<b>0,00</b>

**Verifiche di resistenza**

ψ = **0,429** rad = **24,59** °

P<sub>Rs</sub> = **5110,4** KN

P<sub>Rc</sub> = **8438,6** KN