

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 3

SCALA:

-

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

IV01 00 D 09 CL VI02C5 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 Segreteria della
Sede di Genova - Via XX Settembre, 10
Ordine degli Ingegneri di Genova n. Ro.
N° 420783

File: IV0100D09CLVI02C5001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	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	14
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	17
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA	18
4.6	ANALISI DEI CARICHI	20
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	20
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	22
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

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.....	42
4.8	PALI DI FONDAZIONE	45
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	47
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 VI02, Viadotto su Torrente Maremola/Giustenice.

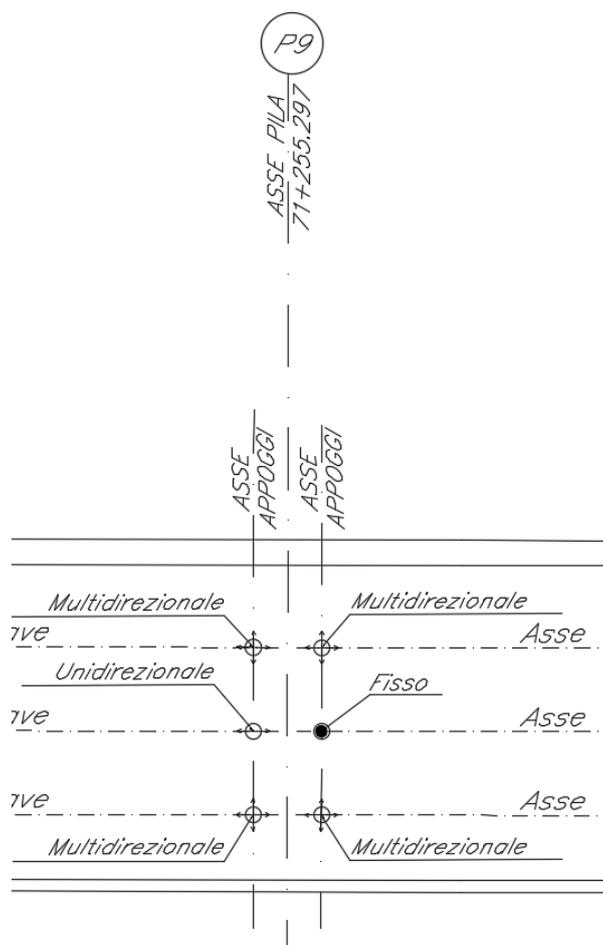
In particolare si tratterà la Pila 9 su cui appoggiano due impalcati di luce 20m.

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 pari) ha una lunghezza totale di circa 420 m, il è costituito da 15 impalcati di luci variabili. Il viadotto è previsto a singolo binario.

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



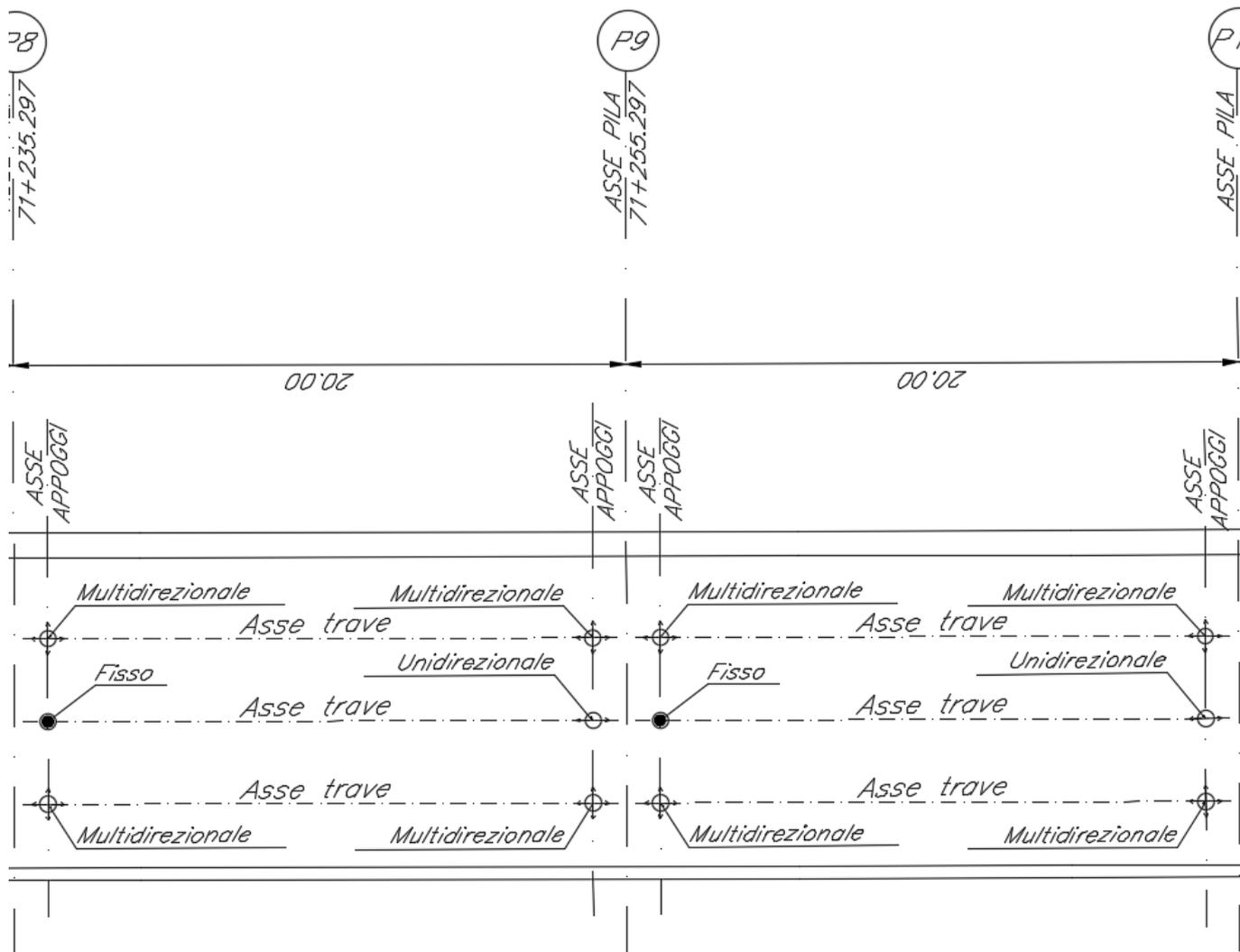


Figura 1 -schema appoggi impalcati convergenti sulla pila.

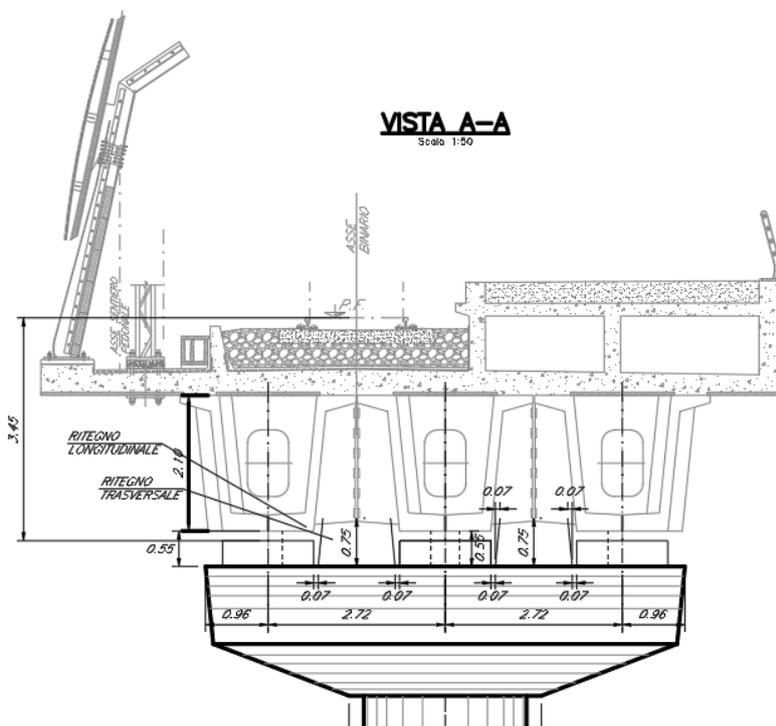


Figura 2 - sezione trasversale impalcato sx e dx

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.

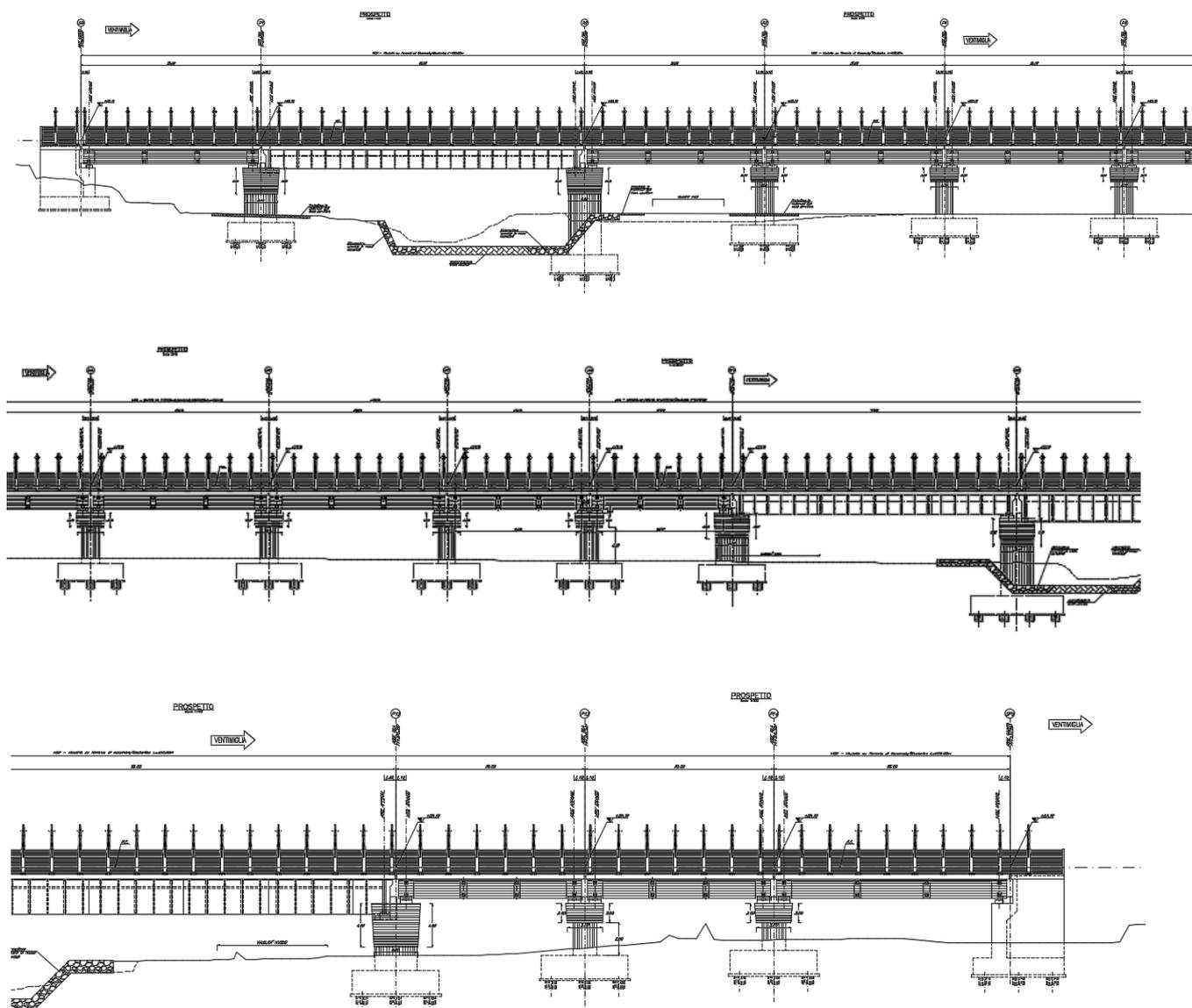


Figura 3 – sviluppo longitudinale del viadotto- binario pari

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	-	ordinarie	aggressive	aggressive	aggressive
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
Calcolo copriferro secondo NTC 2018					
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	40	50	45	45

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	10 di 55

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 _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
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_{yk} e di rottura f_{tk}

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

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

f _{y nom}	450 N/mm ²
f _{t nom}	540 N/mm ²



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 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	11 di 55

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 "Specifica 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 $0,75 f_{yk}$.

 ITALFERR 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 3	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 C5 001	REV. A

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 5,00m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 4 x 7,36m 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.

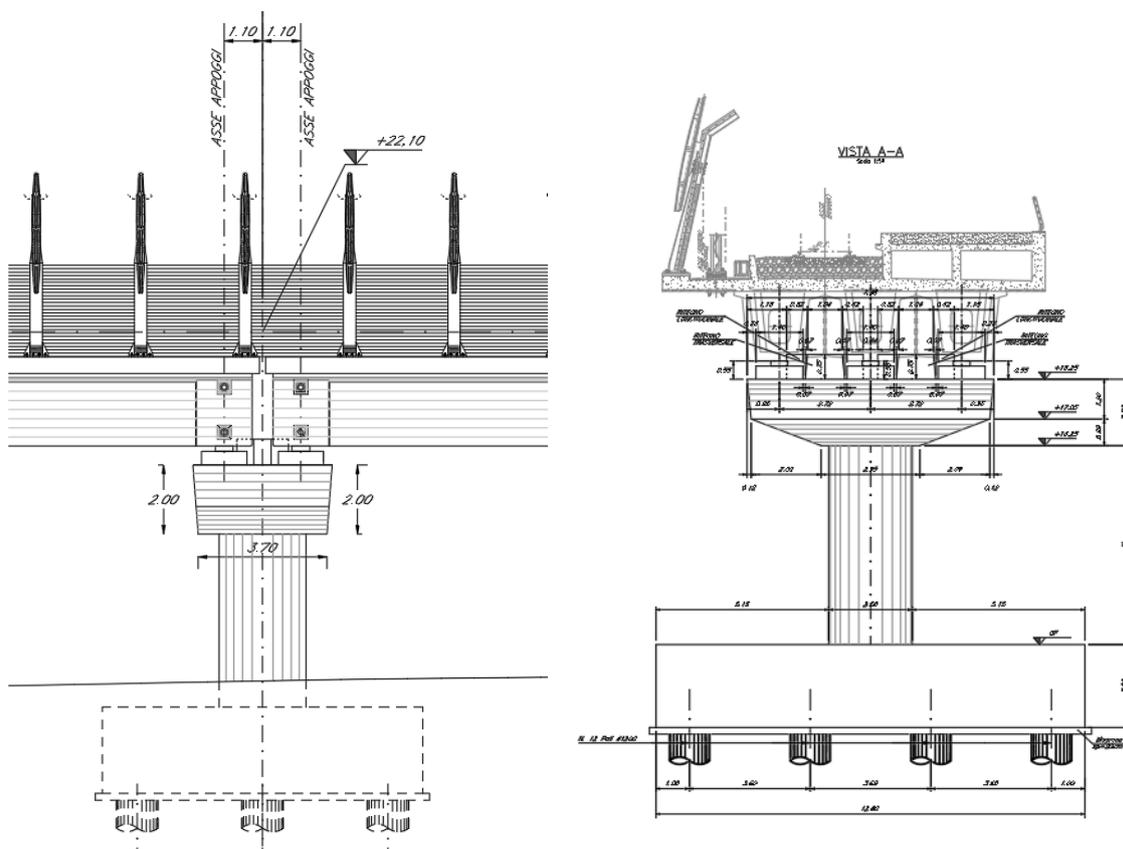


Figura 5 – prospetti pila

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 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	15 di 55

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{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 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	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

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

⁽²⁾ 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.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

 Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_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	γ_{cls}	25	kN/m^3
Peso terreno	γ_t	20	kN/m^3
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	0,0	kN/m^2
Altezza appoggio + baggiolo	h_{ap}	0,55	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	8,05	m
Pulvino			
Altezza	H_p	2,00	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	4	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	7,36	m
Area Sezione		29,44	m^2
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0,00	m
Pila			
Altezza	H_m	5,00	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	2,50	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	2,50	m
Area Sezione		4,91	m^2
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	0,00	m
Distanza asse baggioli- asse pila (sx)	x_{m1}	-1,10	m
Distanza asse baggioli- asse pila (dx)	x_{m2}	1,10	m

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	19 di 55

Plinto			
Altezza	H_f	2,50	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	9,20	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	12,80	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	0,30	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		-1,10	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1,10	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	▼	Ko= 0.426	▼
			426 271
Sisma			
S_s		1,200	
a_g		0,130	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,156	
F_0		2,499	

Tabella 2 – Dati di input

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	20 di 55

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

- G₁: peso strutturale portante, dato dalla somma dei seguenti contributi:
 - Peso proprio cassoni in CAP;
 - Peso proprio soletta in c.a. e parballast;
- G₂: 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		1	
Lunghezza	L	20	m
Peso Proprio	G_1	270	kN/m
Permanenti portati + ballast	G_2	176	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	3	
Reazione appoggio i = $(G_1 * L / 2) / n$	R_i	900,0	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L / 2) / n$	R_i	586,7	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L / 2) / n$ (ballast)	R_i	0	kN

Impalcato (dx)

N° Binari		1	
Lunghezza	L	20	m
Peso Proprio	G_1	270	kN/m
Permanenti portati + ballast	G_2	176	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	3	
Reazione appoggio i = $(G_1 * L / 2) / n$	R_i	900,0	kN
Reazione appoggio i = $(G_2 * L / 2) / n$	R_i	586,7	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	α (LM71)	α (SW2)	ϕ_3	REAZ LM71	REAZ SW2	
1	0,083	-2,72	1037,1	1328,9	1,1	1	1,27	1446	1684	
2	0,333	0	1037,1	1328,9	1,1	1	1,27	1446	1684	
3	0,583	2,72	1037,1	1328,9	1,1	1	1,27	1446	1684	
dx		ai								
APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	α (LM71)	α (SW2)	ϕ_3	REAZ LM71	REAZ SW2	
1	0,083	-2,72	1037,1	1328,9	1,1	1	1,27	1446	1684	
2	0,333	0	1037,1	1328,9	1,1	1	1,27	1446	1684	
3	0,583	2,72	1037,1	1328,9	1,1	1	1,27	1446	1684	
ML MAX		caricata tutta la campata di destra								
APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	α (LM71)	α (SW2)	ϕ_3	REAZ LM71	REAZ SW2	
1	0,083	-2,72	1321,8	1500	1,1	1	1,27	1843	1901	
2	0,333	0	1321,8	1500	1,1	1	1,27	1843	1901	
3	0,583	2,72	1321,8	1500	1,1	1	1,27	1843	1901	

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	900			900			900			0,00
Permanenti G2	587			587			587			0,00
Ballast										0,00
Comb. Nmax Qv	983			561			140			0,00
Comb. Nmax Q frenatura										0,00
Comb. Nmax Q centrifuga										0,00
Comb. Nmax Q serpeggio						55				3,30
Comb. MTmax Qv	983			561			140			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						191				3,65
Vento Ponte Carico						191				3,65
Attrito permanente		9			9			9		0,00
Attrito carichi mobili		29			17			4		0,00
q=1.5	Sisma longitudinale									0,00
	Sisma trasversale					1465				3,30
	Sisma verticale	147			147		147			0,00
q=1.36	Sisma longitudinale		0		0			0		0,00
	Sisma trasversale			0		1615			0	3,30
	Sisma verticale	147			147		147			0,00
q=1	Sisma longitudinale		0		0			0		0,00
	Sisma trasversale			0		2197			0	3,30
	Sisma verticale	147			147		147			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	900			900			900			0,00
Permanenti G2	587			587			587			0,00
Ballast										0,00
Comb. Nmax Qv	983			561			140			0,00
Comb. Nmax Q frenatura					700					0,00
Comb. Nmax Q centrifuga										0,00
Comb. Nmax Q serpeggio						55				3,30
Comb. MTmax Qv	983			561			140			0,00
Comb. MTmax Q frenatura					700					0,00
Comb. MTmax Q centrifuga										0,00
Comb. MTmax Q serpeggio						55				3,30
Comb. MLmax Qv	1075			614			154			0,00
Comb. MLmax Q frenatura					700					0,00
Comb. MLmax Q centrifuga										0,00
Comb. MLmax Q serpeggio						110				3,30
Vento Ponte Scarico						191				3,65
Vento Ponte Carico						191				3,65
Attrito permanente		9			9			9		0,00
Attrito carichi mobili		32			18			5		0,00
q=1.5	Sisma longitudinale				2929					0,00
	Sisma trasversale					1465				3,30
	Sisma verticale	147			147		147			0,00
q=1.36	Sisma longitudinale		0			3231		0		0,00
	Sisma trasversale			0			1615		0	3,30
	Sisma verticale	147			147		147			0,00
q=1	Sisma longitudinale		0			4394		0		0,00
	Sisma trasversale			0			2197		0	3,30
	Sisma verticale	147			147		147			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.

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005				
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)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(a_s/a_o - 1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112,5	112,5	anni
	α_R	1,05	1,05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29,28	29,28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1,25	1,25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2$	0,54	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	
Vento su impalcato				
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	

Riepilogo					
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	
Vento impalcato a ponte scarico					
		sx	dx		
Forza statica equivalente	f	19,1	19,1	kN/m	
Luce impalcato	L	20	20	m	
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	191	191	kN/m	
Vento impalcato a ponte carico					
Forza statica equivalente	f	19,1	19,1	kN/m	
Luce impalcato	L	20	20	m	
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	191	191	kN/m	

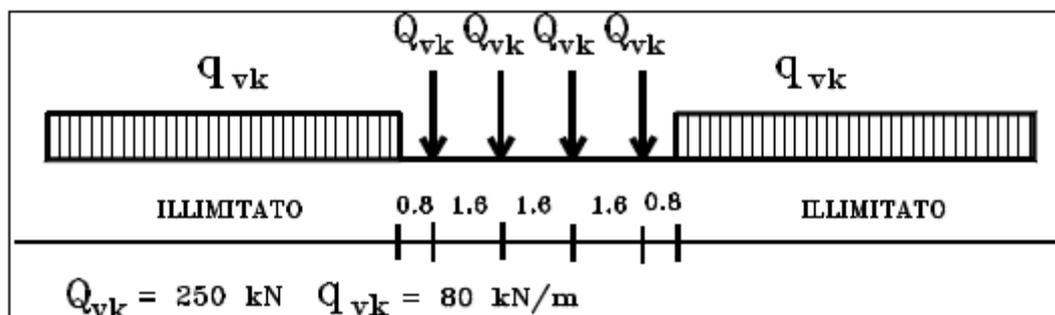
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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.

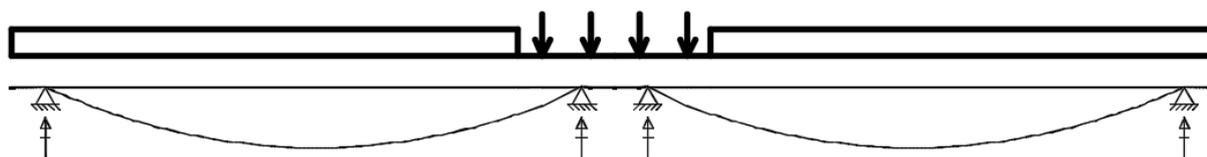


Treno di carico LM 71

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

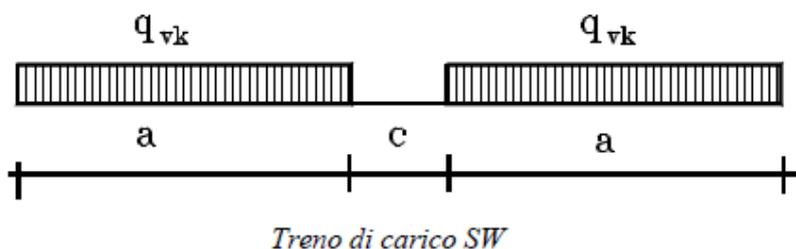
Carico distribuito: 80 kN/m in entrambe le direzioni, a partire da 0,8 m dagli assi d'estremità e per una lunghezza illimitata

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



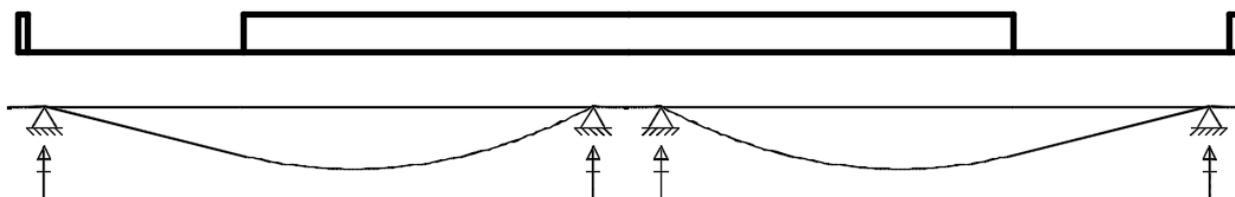
➤ *Modello di carico SW/2*

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	20	m
L _{calc}	20	per Treno LM 71
	20	per Treno SW/0
	20	per SW/2
Q _{1b,k}	440	per Treno LM 71
Q _{1b,k}	440	per Treno SW/0
Q _{1b,k}	700	per SW/2
Q _{1b,k} (filtrata) per Treno LM 71	440	kN
Q _{1b,k} (filtrata) per Treno SW/0	440	kN
Q _{1b,k} (filtrata) per SW/2	700	kN

Avviamento		
L	20	m
L _{calc}	20	per Treno LM 71
	20	per Treno SW/0
	20	per SW/2
Q _{1a,k}	726	per Treno LM 71
Q _{1a,k}	726	per Treno SW/0
Q _{1a,k}	660	per SW/2
Q _{1a,k} (filtrata) per Treno LM 71	726	kN
Q _{1a,k} (filtrata) per Treno SW/0	726	kN
Q _{1a,k} (filtrata) per SW/2	660	kN

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	30 di 55

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 α , (se $\alpha > 1$), ma non per il coefficiente Φ .

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

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

L ₀	17,8	m
ø3 Coeff. Dinamico	1,267	

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

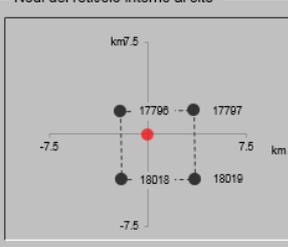
Grafici spettri di risposta

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

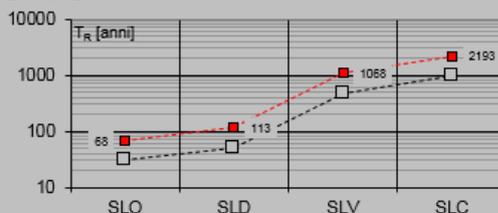
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<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 ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 Regol. in altezza info

Compon. verticale

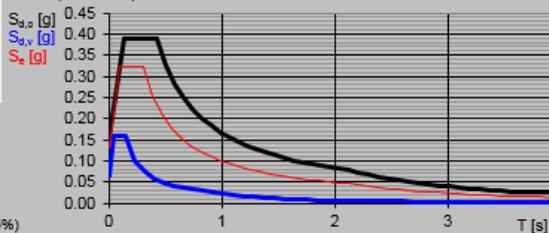
Spettro di progetto

Fattore q $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

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

Spettri di risposta



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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

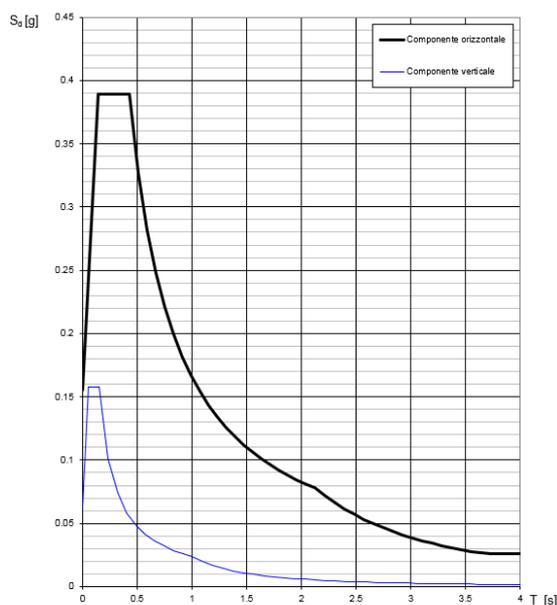
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.130 g
F_d	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
η	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%.

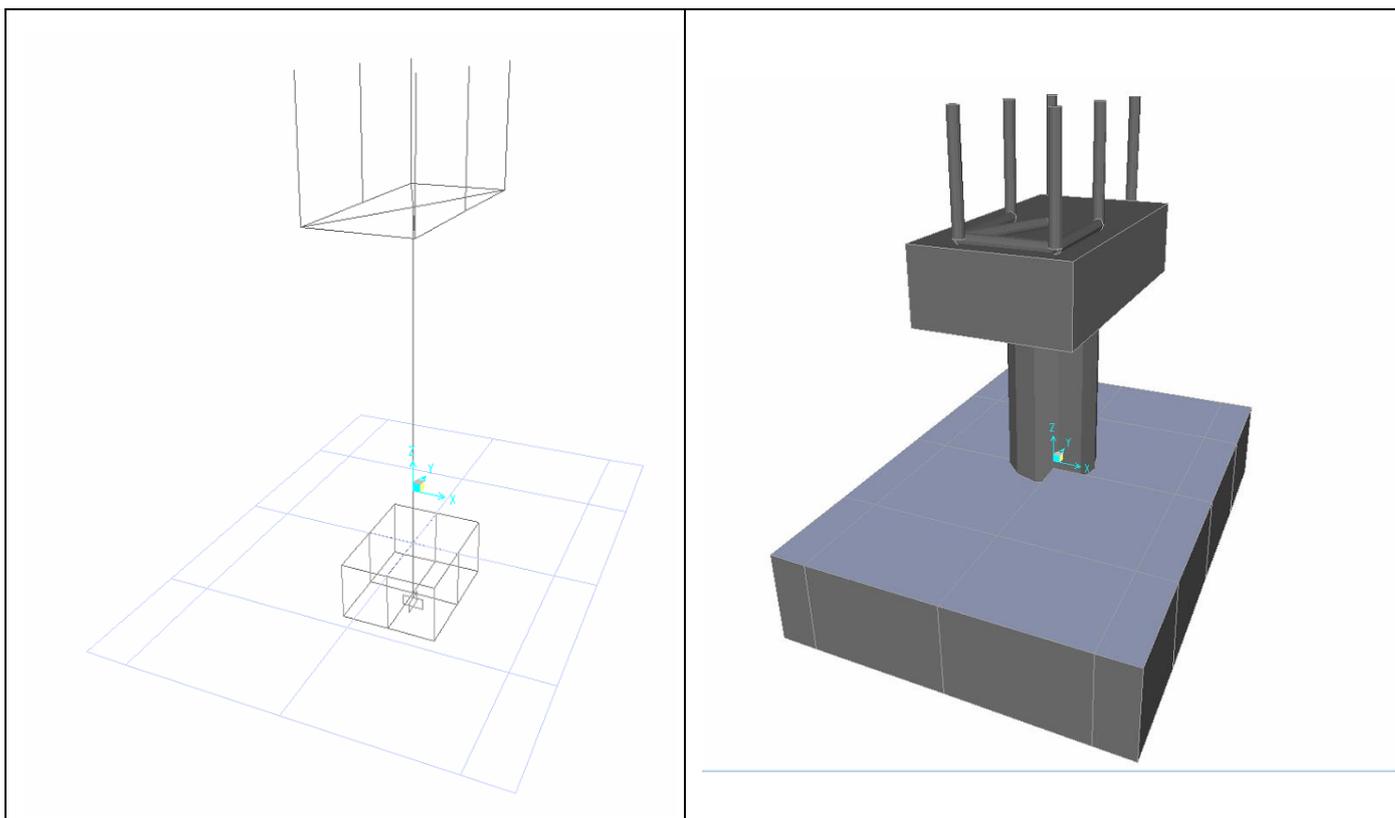
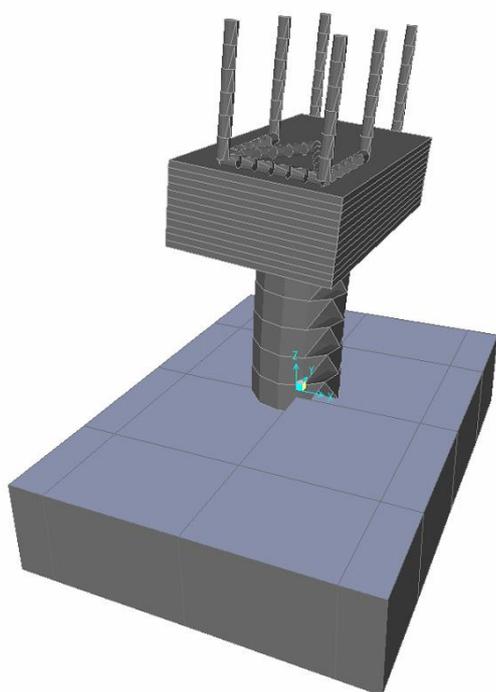


Figura 1: Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1 - T = 0.12625; f = 7.92102



Deformed Shape (MODAL) - Mode 2 - T = 0.12624; f = 7.92165

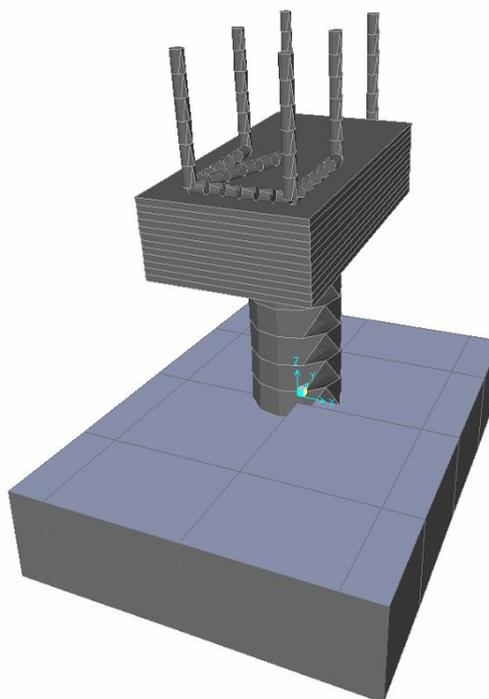


Figura 2: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)

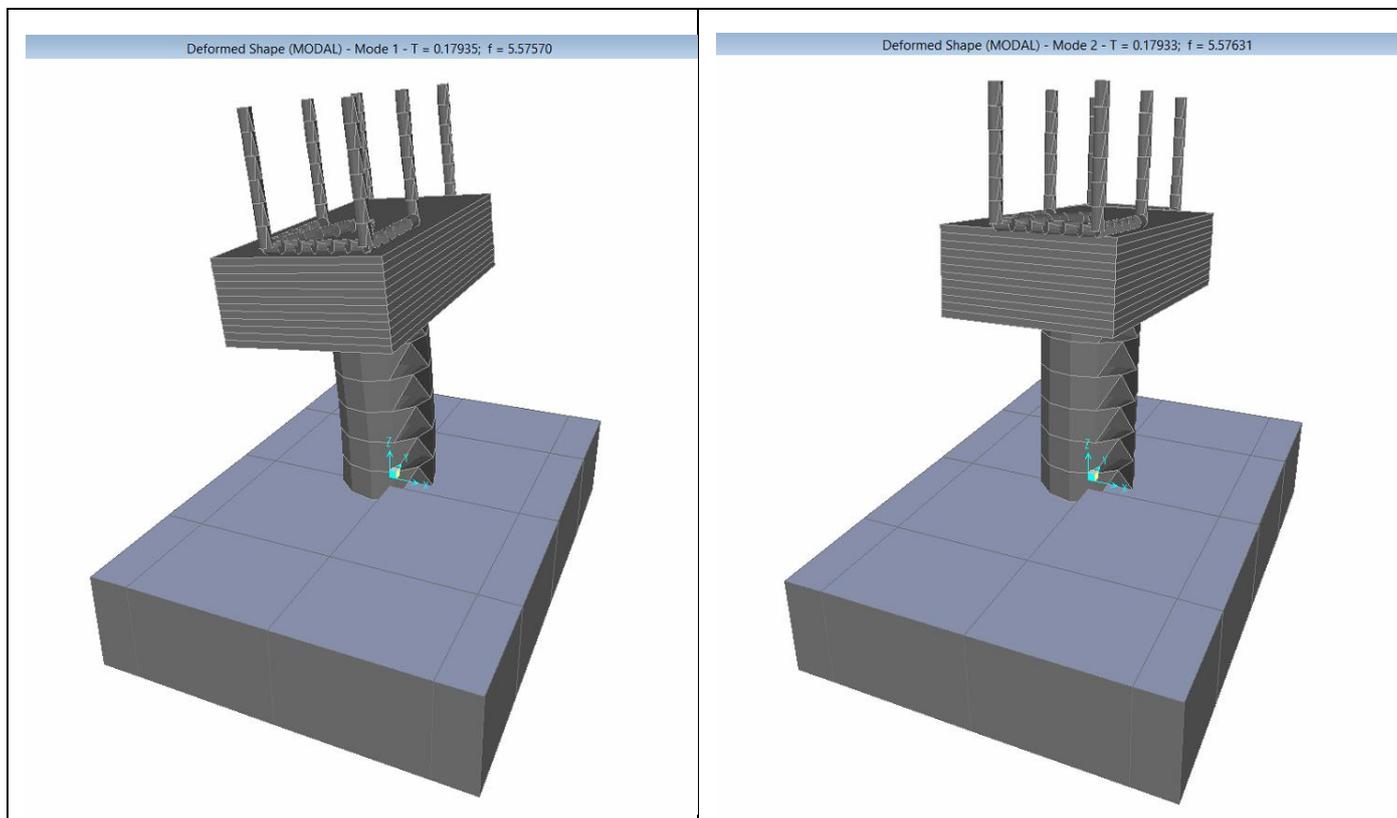


Figura 3: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)

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	2086			0,00	0,00	0	0	0
Vento su pila dir. x		62		0,00	0,00	7,00	0	437
Vento su pila dir.y			41,6	0,00	0,00	7,00	291	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	2086			0,00	0,00	0	0	0
Plinto	7360			0,00	0,00	1,25	0,00	0
Rinterro	669			0,00	0,00	0,00	0,00	0
Vento su pila dir. x		62		0,00	0,00	9,50	0	593
Vento su pila dir.y			41,6	0,00	0,00	9,50	395	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	52			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 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	39 di 55

4.7 Sollecitazioni

4.7.1 Base Pila

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA

		$N_{z,A}$	$T_{x,A}$	$T_{y,A}$	M_{xx}	M_{yy}	
		$[\text{kN}]$	$[\text{kN}]$	$[\text{kN}]$	$[\text{kNm}]$	$[\text{kNm}]$	
SLU GEO	$N_{z,A_{max}}$	A2 - SLU - N max gr.1	16272	623	468	10787	4706
	$T_{x,A_{max}}$	A2 - SLU - ML max gr.3	14365	1109	69	3879	10884
	$T_{y,A_{max}}$	A2 - SLU - Vento ponte scarico	12062	54	551	5948	404
	$M_{xx_{max}}$	A2 - SLU - N max gr.1	16272	623	468	10787	4706
	$M_{yy_{max}}$	A2 - SLU - ML max gr.3	14365	1109	69	3879	10884
SLU STR	$N_{z,A_{max}}$	A1 - SLU - N max gr.1	20270	714	541	12491	5394
	$T_{x,A_{max}}$	A1 - SLU - ML max gr.3	18058	1257	80	4499	12399
	$T_{y,A_{max}}$	A1 - SLU - Vento ponte scarico	15386	54	636	6863	404
	$M_{xx_{max}}$	A1 - SLU - N max gr.1	20270	714	541	12491	5394
	$M_{yy_{max}}$	A1 - SLU - ML max gr.3	18058	1257	80	4499	12399
SLE RARA	$N_{z,A_{max}}$	SLE rara - N max gr.1	14374	509	364	8520	3845
	$T_{x,A_{max}}$	SLE rara - ML max gr.3	12848	897	55	3103	8777
	$T_{y,A_{max}}$	SLE rara - N max gr.1	14374	509	364	8520	3845
	$M_{xx_{max}}$	SLE rara - N max gr.1	14374	509	364	8520	3845
	$M_{yy_{max}}$	SLE rara - ML max gr.3	12848	897	55	3103	8777
SLI SLE RAR	$T_{y,A_{max}}$	SLE RARA.- N max gr.4	11499	719	342	7365	5431
	$M_{xx_{max}}$	SLE RARA.- N max gr.4	11499	719	342	7365	5431
	$M_{yy_{max}}$	SLE RARA.- ML max gr.4	10279	757	88	2960	7315
		SLE quasi permanente	11006	54	0	0	404
SLV q=1.5	$N_{z,A_{max}}$	SLV - N max	12558	1067	901	10689	8053
	$T_{x,A_{max}}$	SLV - ML max gr.1	11638	3117	901	10274	23939
	$T_{y,A_{max}}$	SLV - MT max gr.1	11943	1067	2951	32936	8053
	$M_{xx_{max}}$	SLV - MT max gr.1	11943	1067	2951	32936	8053
	$M_{yy_{max}}$	SLV - ML max gr.1	11638	3117	901	10274	23939
SLV q=1.36	$N_{z,A_{max}}$	SLV - N max	12558	1157	991	11212	8736
	$T_{x,A_{max}}$	SLV - ML max gr.1	11638	3419	991	11256	26215
	$T_{y,A_{max}}$	SLV - MT max gr.1	11943	1157	3253	35749	8736
	$M_{xx_{max}}$	SLV - MT max gr.1	11943	1157	3253	35749	8736
	$M_{yy_{max}}$	SLV - ML max gr.1	11638	3419	991	11256	26215
SLV q=1	$N_{z,A_{max}}$	SLV - N max	12558	1506	1340	15456	11370
	$T_{x,A_{max}}$	SLV - ML max gr.1	11638	4582	1340	15041	34996
	$T_{y,A_{max}}$	SLV - MT max gr.1	11943	1506	4416	48826	11370
	$M_{xx_{max}}$	SLV - MT max gr.1	11943	1506	4416	48826	11370
	$M_{yy_{max}}$	SLV - ML max gr.1	11638	4582	1340	15041	34996

Tabella 3 – Sollecitazioni della base della pila – Analisi Statica

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	41 di 55

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	573,247	172,073	11689,194	2201,2615	4278,4345	0,1011
base pila	EX_3	Combination	Min	-573,257	-172,04	11689,187	-367,1625	-4278,5172	-0,0708
base pila	EX_2	Combination	Max	573,247	172,073	11689,194	2201,2615	4278,4345	0,1011
base pila	EX_2	Combination	Min	-573,257	-172,04	11689,187	-367,1625	-4278,5172	-0,0708
base pila	EX_1	Combination	Max	573,247	172,073	11689,194	2201,2615	4278,4345	0,1011
base pila	EX_1	Combination	Min	-573,257	-172,04	11689,187	-367,1625	-4278,5172	-0,0708
base pila	EX_4	Combination	Max	573,247	172,073	11689,194	2201,2615	4278,4345	0,1011
base pila	EX_4	Combination	Min	-573,257	-172,04	11689,187	-367,1625	-4278,5172	-0,0708
base pila	EY_1	Combination	Max	172,075	573,189	11689,195	5195,1562	1284,2813	0,0757
base pila	EY_1	Combination	Min	-172,085	-573,156	11689,186	-3361,0572	-1284,364	-0,0454
base pila	EY_2	Combination	Max	172,075	573,189	11689,195	5195,1562	1284,2813	0,0757
base pila	EY_2	Combination	Min	-172,085	-573,156	11689,186	-3361,0572	-1284,364	-0,0454
base pila	EY_3	Combination	Max	172,075	573,189	11689,195	5195,1562	1284,2813	0,0757
base pila	EY_3	Combination	Min	-172,085	-573,156	11689,186	-3361,0572	-1284,364	-0,0454
base pila	EY_4	Combination	Max	172,075	573,189	11689,195	5195,1562	1284,2813	0,0757
base pila	EY_4	Combination	Min	-172,085	-573,156	11689,186	-3361,0572	-1284,364	-0,0454

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	543,311	163,027	11689,193	2133,8961	4054,9499	0,0478
base pila	EX_3	Combination	Min	-543,316	-163,014	11689,19	-299,6316	-4054,9909	-0,0329
base pila	EX_2	Combination	Max	543,311	163,027	11689,193	2133,8961	4054,9499	0,0478
base pila	EX_2	Combination	Min	-543,316	-163,014	11689,19	-299,6316	-4054,9909	-0,0329
base pila	EX_1	Combination	Max	543,311	163,027	11689,193	2133,8961	4054,9499	0,0478
base pila	EX_1	Combination	Min	-543,316	-163,014	11689,19	-299,6316	-4054,9909	-0,0329
base pila	EX_4	Combination	Max	543,311	163,027	11689,193	2133,8961	4054,9499	0,0478
base pila	EX_4	Combination	Min	-543,316	-163,014	11689,19	-299,6316	-4054,9909	-0,0329
base pila	EY_1	Combination	Max	163,041	543,243	11689,194	4971,7835	1216,8391	0,0359
base pila	EY_1	Combination	Min	-163,046	-543,23	11689,189	-3137,519	-1216,8801	-0,0209
base pila	EY_2	Combination	Max	163,041	543,243	11689,194	4971,7835	1216,8391	0,0359
base pila	EY_2	Combination	Min	-163,046	-543,23	11689,189	-3137,519	-1216,8801	-0,0209
base pila	EY_3	Combination	Max	163,041	543,243	11689,194	4971,7835	1216,8391	0,0359
base pila	EY_3	Combination	Min	-163,046	-543,23	11689,189	-3137,519	-1216,8801	-0,0209
base pila	EY_4	Combination	Max	163,041	543,243	11689,194	4971,7835	1216,8391	0,0359
base pila	EY_4	Combination	Min	-163,046	-543,23	11689,189	-3137,519	-1216,8801	-0,0209

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 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	42 di 55

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 _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	24502	623	468	11958	6264
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	22595	1109	69	4051	13658
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	20291	54	551	7326	538
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	24502	623	468	11958	6264
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	22595	1109	69	4051	13658
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	31210	714	541	13844	7180
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	28997	1257	80	4699	15541
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	26325	54	628	8374	538
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	31210	714	541	13844	7180
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	28997	1257	80	4699	15541
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	22403	509	364	9431	5119
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	20877	897	55	3241	11019
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	22403	509	364	9431	5119
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	22403	509	364	9431	5119
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	20877	897	55	3241	11019
SLE RARA	Ty,A _{max}	SLE RARA.- N max gr.4	17923	719	342	8221	7229
	Mxx _{max}	SLE RARA.- N max gr.4	17923	719	342	8221	7229
	Myy _{max}	SLE RARA.- ML max gr.4	16702	757	88	3180	9207
SLE		SLE quasi permanente	19035	54	0	0	538
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	21214	1411	1245	13372	11150
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	19855	4265	1245	12957	33167
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	20160	1411	4099	41749	11150
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	20160	1411	4099	41749	11150
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	19855	4265	1245	12957	33167
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	21214	1502	1336	14121	12059
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	19855	4567	1336	14164	36197
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	20160	1502	4401	45316	12059
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	20160	1502	4401	45316	12059
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	19855	4567	1336	14164	36197
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	21214	1850	1685	19237	15566
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	19855	5730	1685	18822	47885
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	20160	1850	5564	61300	15566
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	20160	1850	5564	61300	15566
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	19855	5730	1685	18822	47885

Tabella 6 – Sollecitazioni ad intradossso del baricentro fondazione

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	44 di 55

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	543,311	163,027	11689,193	2133,8961	4054,9499	0,0478
base pila	EX_3	Combination	Min	-543,316	-163,014	11689,19	-299,6316	-4054,9909	-0,0329
base pila	EX_2	Combination	Max	543,311	163,027	11689,193	2133,8961	4054,9499	0,0478
base pila	EX_2	Combination	Min	-543,316	-163,014	11689,19	-299,6316	-4054,9909	-0,0329
base pila	EX_1	Combination	Max	543,311	163,027	11689,193	2133,8961	4054,9499	0,0478
base pila	EX_1	Combination	Min	-543,316	-163,014	11689,19	-299,6316	-4054,9909	-0,0329
base pila	EX_4	Combination	Max	543,311	163,027	11689,193	2133,8961	4054,9499	0,0478
base pila	EX_4	Combination	Min	-543,316	-163,014	11689,19	-299,6316	-4054,9909	-0,0329
base pila	EY_1	Combination	Max	163,041	543,243	11689,194	4971,7835	1216,8391	0,0359
base pila	EY_1	Combination	Min	-163,046	-543,23	11689,189	-3137,519	-1216,8801	-0,0209
base pila	EY_2	Combination	Max	163,041	543,243	11689,194	4971,7835	1216,8391	0,0359
base pila	EY_2	Combination	Min	-163,046	-543,23	11689,189	-3137,519	-1216,8801	-0,0209
base pila	EY_3	Combination	Max	163,041	543,243	11689,194	4971,7835	1216,8391	0,0359
base pila	EY_3	Combination	Min	-163,046	-543,23	11689,189	-3137,519	-1216,8801	-0,0209
base pila	EY_4	Combination	Max	163,041	543,243	11689,194	4971,7835	1216,8391	0,0359
base pila	EY_4	Combination	Min	-163,046	-543,23	11689,189	-3137,519	-1216,8801	-0,0209

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	573,247	172,073	11689,194	2201,2615	4278,4345	0,1011
base pila	EX_3	Combination	Min	-573,257	-172,04	11689,187	-367,1625	-4278,5172	-0,0708
base pila	EX_2	Combination	Max	573,247	172,073	11689,194	2201,2615	4278,4345	0,1011
base pila	EX_2	Combination	Min	-573,257	-172,04	11689,187	-367,1625	-4278,5172	-0,0708
base pila	EX_1	Combination	Max	573,247	172,073	11689,194	2201,2615	4278,4345	0,1011
base pila	EX_1	Combination	Min	-573,257	-172,04	11689,187	-367,1625	-4278,5172	-0,0708
base pila	EX_4	Combination	Max	573,247	172,073	11689,194	2201,2615	4278,4345	0,1011
base pila	EX_4	Combination	Min	-573,257	-172,04	11689,187	-367,1625	-4278,5172	-0,0708
base pila	EY_1	Combination	Max	172,075	573,189	11689,195	5195,1562	1284,2813	0,0757
base pila	EY_1	Combination	Min	-172,085	-573,156	11689,186	-3361,0572	-1284,364	-0,0454
base pila	EY_2	Combination	Max	172,075	573,189	11689,195	5195,1562	1284,2813	0,0757
base pila	EY_2	Combination	Min	-172,085	-573,156	11689,186	-3361,0572	-1284,364	-0,0454
base pila	EY_3	Combination	Max	172,075	573,189	11689,195	5195,1562	1284,2813	0,0757
base pila	EY_3	Combination	Min	-172,085	-573,156	11689,186	-3361,0572	-1284,364	-0,0454
base pila	EY_4	Combination	Max	172,075	573,189	11689,195	5195,1562	1284,2813	0,0757
base pila	EY_4	Combination	Min	-172,085	-573,156	11689,186	-3361,0572	-1284,364	-0,0454

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 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	45 di 55

4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

GEO SLU SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
A2 - SLU - N max gr.1	24502	623	468	13175	7885	2682	1402	65
A2 - SLU - MT max gr.1	24502	623	468	13175	7885	2682	1402	65
A2 - SLU - ML max gr.1	22595	672	138	5326	11008	2413	1353	57
A2 - SLU - N max gr.3	24502	1061	400	12079	13419	2843	1240	94
A2 - SLU - MT max gr.3	24502	1061	400	12079	13419	2843	1240	94
A2 - SLU - ML max gr.3	22595	1109	69	4229	16542	2575	1191	93
A2 - SLU - Vento ponte scarico	20291	54	551	8759	677	1958	1424	46
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	24502	623	468	13175	7885	2682	1402	65
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	24502	623	468	13175	7885	2682	1402	65
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	22595	672	138	5326	11008	2413	1353	57
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	24502	1061	400	12079	13419	2843	1240	94
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	24502	1061	400	12079	13419	2843	1240	94
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	22595	1109	69	4229	16542	2575	1191	93
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	20291	54	551	8759	677	1958	1424	46
						2843	1191	94

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

STR SLU SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
A1 - SLU - N max gr.1	31210	714	541	15251	9038	3338	1863	75
A1 - SLU - MT max gr.1	31210	714	541	15251	9038	3338	1863	75
A1 - SLU - ML max gr.1	28997	771	160	6178	12657	3028	1805	66
A1 - SLU - N max gr.3	31210	1201	461	13979	15190	3517	1685	107
A1 - SLU - MT max gr.3	31210	1201	461	13979	15190	3517	1685	107
A1 - SLU - ML max gr.3	28997	1257	80	4906	18809	3206	1627	105
A1 - SLU - Vento ponte scarico	26325	54	628	10006	677	2495	1892	53
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	31210	714	541	15251	9038	3338	1863	75
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	31210	714	541	15251	9038	3338	1863	75
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	28997	771	160	6178	12657	3028	1805	66
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	31210	1201	461	13979	15190	3517	1685	107
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	31210	1201	461	13979	15190	3517	1685	107
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	28997	1257	80	4906	18809	3206	1627	105
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	26325	54	628	10006	677	2495	1892	53
						3517	1627	107

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

SIS MI Q 1,36 SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	21214	1502	1336	17594	15964	2811	725	167
SLV - MT max gr.1	20160	1502	4401	56758	15964	3811	-451	387
SLV - ML max gr.1	19855	4567	1336	17637	48070	3814	-504	397
SLV - MT max gr.3	19257	1502	4401	56758	15964	3736	-526	387
SLV - ML max gr.3	18952	4567	1336	17637	48070	3738	-580	397
SLV - N min	18203	1502	1336	17594	15964	2560	474	167
						3814	-580	397

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 _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	21214	1850	1685	23617	20377	3131	404	209
SLV - MT max gr.	20160	1850	5564	75766	20377	4492	-1132	489
SLV - ML max gr.	19855	5730	1685	23202	62783	4479	-1170	498
SLV - MT max gr.	19257	1850	5564	75766	20377	4417	-1207	489
SLV - ML max gr.	18952	5730	1685	23202	62783	4404	-1245	498
SLV - N min	18203	1850	1685	23617	20377	2880	153	209
						4492	-1245	498

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

SLE RARA SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palc}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE rara - N max gr.1	22403	509	364	10379	6443	2379	1355	52
SLE rara - MT max gr.1	22403	509	364	10379	6443	2379	1355	52
SLE rara - ML max gr.1	20877	547	110	4261	8924	2168	1312	46
SLE rara - N max gr.3	22403	859	309	9501	10871	2508	1226	76
SLE rara - MT max gr.3	22403	859	309	9501	10871	2508	1226	76
SLE rara - ML max gr.3	20877	897	55	3384	13351	2297	1182	75
SLE rara - Vento ponte scaric	19035	32	271	4244	406	1718	1454	23
						2508	1182	76

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

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	47 di 55

SLE RARA GR 4 SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE RARA.- N max gr.4	17923	719	342	9111	9100	2063	924	66
SLE RARA.- MT max gr.4	17923	719	342	9111	9100	2063	924	66
SLE RARA.- ML max gr.4	16702	757	88	3409	11175	1875	909	63
						2063	909	66

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 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	48 di 55

Direzione	Long.(Myy,Tx)Trasv(Mxx,Ty)			
Altezza pila	H	7,6	7,6	m
Fattore di struttura		1,5	1,5	
Fattore di sovrarresistenza (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Fattore di sovrarresistenza filtrato (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Taglio agente (q=1)	V	4582	4416	kN
Momento agente (q=1)	M	34996	48826	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	3117	2951	kN
Momento agente (con q)	MEd	23939	32936	kN*m
Momento Resistente	MRd	29724,91	30381	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1,24	0,92	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		CRITICA	CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	45	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	4582	4416	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	3870	2722	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	3870	2722	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	0,62	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1,00	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	3870	2722	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1,04	1,00	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	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
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0 MPa

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	49 di 55

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 ²
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
 RaggioRaggio [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	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	16272.00	10787.00	4706.00	468.00	623.00
2	14365.00	3879.00	10884.00	69.00	1109.00
3	12062.00	5948.00	404.00	551.00	54.00
4	16272.00	10787.00	4706.00	468.00	623.00
5	14365.00	3879.00	10884.00	69.00	1109.00
6	20270.00	12491.00	5394.00	541.00	714.00
7	18058.00	4499.00	12399.00	80.00	1257.00

Relazione di calcolo pila tipo 3	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	50 di 55

8	15386.00	6863.00	404.00	636.00	54.00
9	20270.00	12491.00	5394.00	541.00	714.00
10	18058.00	4499.00	12399.00	80.00	1257.00

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	14374.00	8520.00	3845.00
2	12848.00	3103.00	8777.00
3	14374.00	8520.00	3845.00
4	14374.00	8520.00	3845.00
5	12848.00	3103.00	8777.00

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	11499.00	7365.00 (8164.58)	5431.00 (6020.62)
2	11499.00	7365.00 (8164.58)	5431.00 (6020.62)
3	10279.00	2960.00 (3907.33)	7315.00 (9656.12)

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	11006.00	0.00 (0.00)	404.00 (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.)



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 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	51 di 55

Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	16272.00	10787.00	4706.00	16272.22	28261.14	12349.11	2.62	565.5(147.3)
2	S	14365.00	3879.00	10884.00	14365.02	10057.03	28195.67	2.59	565.5(147.3)
3	S	12062.00	5948.00	404.00	12062.20	28683.84	1945.77	4.82	565.5(147.3)
4	S	16272.00	10787.00	4706.00	16272.22	28261.14	12349.11	2.62	565.5(147.3)
5	S	14365.00	3879.00	10884.00	14365.02	10057.03	28195.67	2.59	565.5(147.3)
6	S	20270.00	12491.00	5394.00	20269.98	29861.86	12887.57	2.39	565.5(147.3)
7	S	18058.00	4499.00	12399.00	18058.01	10790.01	29724.61	2.40	565.5(147.3)
8	S	15386.00	6863.00	404.00	15385.94	30381.24	1780.18	4.43	565.5(147.3)
9	S	20270.00	12491.00	5394.00	20269.98	29861.86	12887.57	2.39	565.5(147.3)
10	S	18058.00	4499.00	12399.00	18058.01	10790.01	29724.61	2.40	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	50.0	0.0	0.00289	49.9	98.0	-0.00588	-49.9	-98.0
2	0.00350	117.7	100.6	0.00287	104.6	34.0	-0.00632	-104.6	-34.0
3	0.00350	8.5	46.9	0.00282	0.0	110.0	-0.00690	0.0	-110.0
4	0.00350	50.0	113.9	0.00289	49.9	98.0	-0.00588	-49.9	-98.0
5	0.00350	117.7	41.7	0.00287	104.6	34.0	-0.00632	-104.6	-34.0
6	0.00350	49.6	114.8	0.00294	49.9	98.0	-0.00509	-49.9	-98.0
7	0.00350	117.5	42.6	0.00292	104.6	34.0	-0.00551	-104.6	-34.0
8	0.00350	7.3	124.8	0.00288	0.0	110.0	-0.00608	0.0	-110.0
9	0.00350	49.6	114.8	0.00294	49.9	98.0	-0.00509	-49.9	-98.0
10	0.00350	117.5	42.6	0.00292	104.6	34.0	-0.00551	-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	0.000015975	0.000036619	-0.001493950	----	----
2	0.000039389	0.000014038	-0.001726920	----	----
3	0.000003002	0.000044199	-0.002037650	----	----
4	0.000015975	0.000036619	-0.001493950	----	----
5	0.000039389	0.000014038	-0.001726920	----	----
6	0.000014498	0.000033573	-0.001071252	----	----

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	52 di 55

7	0.000036060	0.000013084	-0.001295078	----	----
8	0.000002396	0.000040710	-0.001597598	----	----
9	0.000014498	0.000033573	-0.001071252	----	----
10	0.000036060	0.000013084	-0.001295078	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. 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 ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /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	678.07	14781.94	12887.20199.2]	171.3	226.3	2.500	1.176	4.0	76.9(0.0)
2	S	1067.80	14612.68	13007.59199.6]	173.1	225.3	2.500	1.156	6.3	76.8(0.0)
3	S	553.39	14351.49	13224.49200.5]	175.7	222.9	2.500	1.131	3.2	76.9(0.0)
4	S	678.07	14781.94	12887.20199.2]	171.3	226.3	2.500	1.176	4.0	76.9(0.0)
5	S	1067.80	14612.68	13007.59199.6]	173.1	225.3	2.500	1.156	6.3	76.8(0.0)
6	S	779.73	15139.27	12590.01198.0]	167.3	228.9	2.500	1.220	4.8	76.9(0.0)
7	S	1208.91	14935.39	12742.85198.7]	169.6	227.2	2.500	1.196	7.3	76.8(0.0)
8	S	638.07	14725.42	12937.23199.2]	172.0	226.4	2.500	1.167	3.8	76.9(0.0)
9	S	779.73	15139.27	12590.01198.0]	167.3	228.9	2.500	1.220	4.8	76.9(0.0)
10	S	1208.91	14935.39	12742.85198.7]	169.6	227.2	2.500	1.196	7.3	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 ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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	8.04	51.4	0.0	-46.0	-49.9	-98.0	2675	56.5
2	S	7.98	117.9	0.0	-57.7	-104.6	-34.0	3308	77.8
3	S	8.04	51.4	0.0	-46.0	-49.9	-98.0	2675	56.5
4	S	8.04	51.4	0.0	-46.0	-49.9	-98.0	2675	56.5
5	S	7.98	117.9	0.0	-57.7	-104.6	-34.0	3308	77.8

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 fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	53 di 55

kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_sm - e_cm)$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00028	0.00000	0.500	30.0	135	0.00014 (0.00014)	700	0.097 (0.20)	11005.16	4966.53
2	S	-0.00035	0.00000	0.500	30.0	135	0.00017 (0.00017)	676	0.117 (0.20)	3636.65	10286.46
3	S	-0.00028	0.00000	0.500	30.0	135	0.00014 (0.00014)	700	0.097 (0.20)	11005.16	4966.53
4	S	-0.00028	0.00000	0.500	30.0	135	0.00014 (0.00014)	700	0.097 (0.20)	11005.16	4966.53
5	S	-0.00035	0.00000	0.500	30.0	135	0.00017 (0.00017)	676	0.117 (0.20)	3636.65	10286.46

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	7.86	74.2	0.0	-67.4	-64.7	-89.0	3734	84.8
2	S	7.86	74.2	0.0	-67.4	-64.7	-89.0	3734	84.8
3	S	6.77	115.9	0.0	-54.3	-104.6	-34.0	3698	91.9

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	-0.00040	0.00000	0.500	30.0	135	0.00020 (0.00020)	683	0.138 (0.20)	8164.58	6020.62
2	S	-0.00040	0.00000	0.500	30.0	135	0.00020 (0.00020)	683	0.138 (0.20)	8164.58	6020.62
3	S	-0.00032	0.00000	0.500	30.0	135	0.00016 (0.00016)	664	0.108 (0.20)	3907.33	9656.12

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	2.12	125.0	0.0	25.9	-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 :

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	54 di 55

$$N_{\max} = 3517 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 3814 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 397 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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° 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.

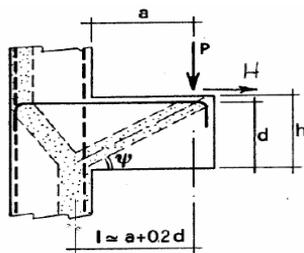
Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni.

Relazione di calcolo pila tipo 3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI 02 C5 001	A	55 di 55

VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



P,H : Carichi Esterni di Progetto (P_{Ed},H_{Ed})

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

Dati di progetto

b(m) =	2,80	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN) =	3814,00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN) =	397,00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	4,24	m	distanza P da incastro
h(m) =	2,50	m	spessore mensola
δ(m) =	0,10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	2,40	m	altezza utile
l(m) =	4,72	m	a+0,2d
λ =	2,19		λ=ctgψ≈1/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sbalzi di piastre (no staffatura)

Caratteristiche Materiali

f _{cd} =	18,1	MPa	Calcestruzzo
f _{yd} =	391,0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1				
n° R1 =	1	φ1(mm) =	24,0	p1(cm) =	10,0
Aφ i (mm ²) =	452,39	nb tot 1 =	28,0	Aφ TOT (mm ²) =	12666,89
				Aφ CAL(mm ²) =	12666,89
Registro tipo	R2				
n° R2 =	1	φ2(mm) =	24,0	p2(cm) =	10,0
Aφ i (mm ²) =	452,39	nb tot 2 =	28,0	Aφ TOT (mm ²) =	12666,89
				Aφ CAL(mm ²) =	12666,89
Registro tipo	R3				
n° R3 =	0	φ3(mm) =	26,0	p3(cm) =	10,0
Aφ i (mm ²) =	530,93	nb tot 3 =	0,0	Aφ TOT (mm ²) =	0,00
				Aφ CAL(mm ²) =	0,00

Verifiche di resistenza

Ψ =	0,429	rad	=	24,59	°
P _{R_s} =	4351,4	KN	P _{R_s} > P _{Ed} - Verifica Soddisfatta		
P _{R_c} =	8438,6	KN	P _{R_c} > P _{R_s} - Verifica Soddisfatta		