

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA LERCARA DIR. - CALTANISSETTA XIRBI (LOTTO 3)

VIADOTTI IN INTERFERENZA

IV01 - CAVALCAFERROVIA SU NV07

Relazione di calcolo pila 2/2

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 09 CL IV0100 006 C

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Gen-2020	A.Ferr 	Gen-2020	A.Barreca 	Gen-2020	ITALFERR S.p.A. U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti Dott. Ing. Paolo Vittozzi Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma N° A 20783
B	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Feb-2020	A.Ferr 	Feb-2020	A.Barreca 	Feb-2020	
C	Emissione Esecutiva	ATI Sintagma Rocksoll - Edin	Mag-2020	A.Ferr 	Mag-2020	A.Barreca 	Mag-2020	

File: RS3T.3.0.D.09.CL.IV.01.0.0.006.C

n. Elab.: 09_590

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
3	MATERIALI	7
3.1	VERIFICA S.L.E.	8
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	8
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	8
4	ANALISI E VERIFICHE PILA	10
4.1	GENERALITÀ	10
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE	10
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	10
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	14
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA	15
4.6	ANALISI DEI CARICHI	16
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	16
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	16
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	18
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	20
4.6.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	22
4.6.6	<i>Urto da traffico ferroviario</i>	22
4.6.7	<i>Azione sismica</i>	22
4.6.8	<i>Analisi Dinamica Lineare</i>	26
4.6.9	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	27
4.6.10	<i>Riepilogo risultati</i>	28
4.7	SOLLECITAZIONI.....	29

4.7.1	<i>Plinto di fondazione</i>	31
4.8	PALI DI FONDAZIONE	33
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	34
4.9.1	<i>Pila</i>	35
4.9.2	<i>Zattera di fondazione</i>	45
4.9.3	<i>Palo di fondazione</i>	47
4.10	ESCURSIONE LONGITUDIANLE, GIUNTI E VARCHI	52
4.11	RITEGNI.....	56

1 PREMESSA

Il presente documento si inserisce nell'ambito della redazione degli elaborati tecnici di progetto definitivo del corpo stradale ferroviario, delle opere d'arte e delle opere interferite relative al progetto definitivo della direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo nell'ambito del nuovo collegamento Palermo - Catania

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 IV01 sulla viabilità NV07. In particolare si tratterà la pila di altezza maggiore per tipologia di impalcati afferenti.

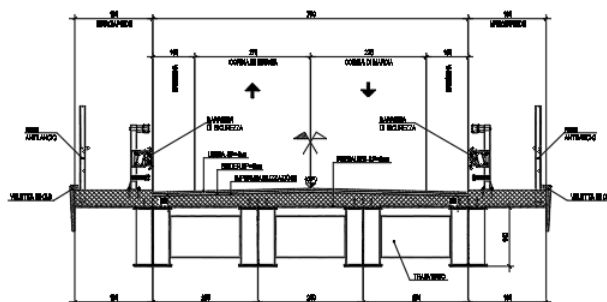
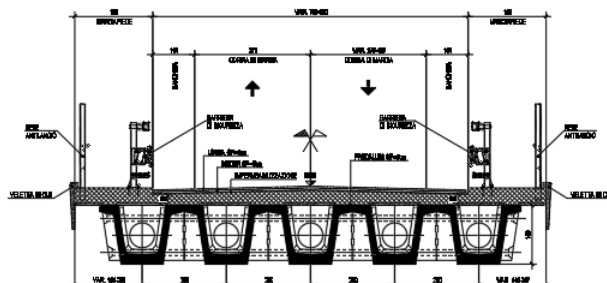
Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

1.1 Descrizione dell'opera

Sulla NV07- Variante SP64 Continuità provinciale (Strada Extraurbana Principale F1 Corsia 3.50m + Banchina 1.00m b=9.00m) in corrispondenza della progressiva 0+160 viene previsto un viadotto di lunghezza totale di 196 m circa.

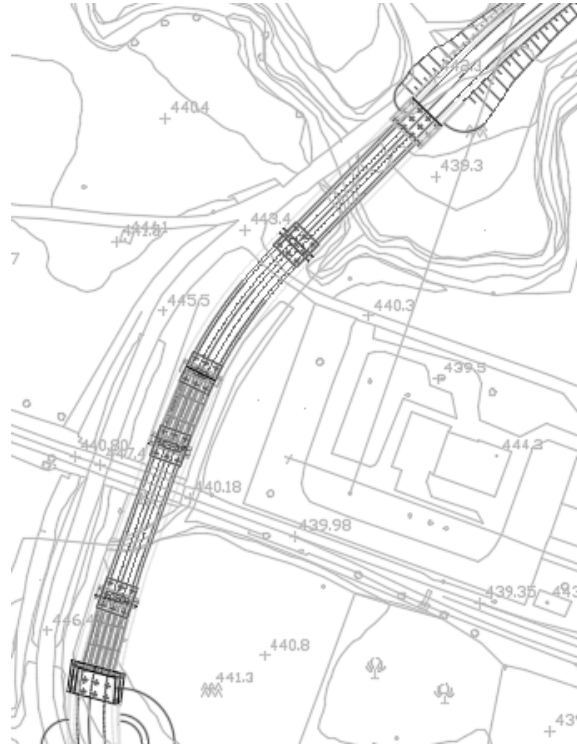
Il viadotto è suddiviso in 5 campate da 24.0, 49.0, 24.0, 49.0, 49.0 m di luce; gli impalcati di luce 24.0m saranno costituiti da cinque travi a cassone in calcestruzzo prefabbricato, mentre, le campate di luce 49.0m, da un sistema misto acciaio-calcestruzzo composto da 4 travi in carpenteria metallica e soletta superiore in c.a. collaborante.

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



RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	5 di 60



Sezione trasversale e pianta

	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIRAMAZIONE – CALTANISSETTA (LOTTO 3A) Viadotto IV01</p>												
<p>RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2</p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3T</td> <td>30</td> <td>D 09 CL</td> <td>IV 01 00 006</td> <td>C</td> <td>6 di 60</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	6 di 60
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	6 di 60								

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, Circolare n°7 21 gennaio 2019, Istruzioni per l'Applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. 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

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

Calcestruzzo magro e getti di livellamento

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C12/15
- TIPO CEMENTO CEM I-V
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XO

Calcestruzzo per pali di fondazione

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- TIPO CEMENTO CEM III-V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.60
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO MINIMO = 60 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 32 mm

Calcestruzzo per fondazioni

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C28/35
- TIPO CEMENTO CEM III-V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.60
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO = 40 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

Calcestruzzo elevazione

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- TIPO CEMENTO CEM III-V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.50
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4
- COPRIFERRO = 40 mm (*)
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

IN BARRE E RETI ELETTROSALDATE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

3.1 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

3.1.1 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 del 2019", 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 $0,75 f_{yk}$

3.1.2 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	$\leq w_2$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	9 di 60

		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 17.1.2018, 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 **rettangolare** di dimensioni 3.00x 5.00m, una altezza complessiva di 8.50m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 3.7x 12.50m ed altezza 3.00m.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.20 m collegate in testa da una platea di spessore 2.50m.

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

4.2 Modelli a mensola per la verifica delle pile

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

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

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

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

4.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

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

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	$\gamma_{G1} \text{ e } \gamma_{G3}$	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_{Qk}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	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

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

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
Altezza appoggio + baggiolo	h_{ap}	0.45	m
Pulvino			
Altezza	H_p	3.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	3.7	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	12.50	m
Area Sezione		46.25	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.00	m
Pila			
Altezza	H_m	8.50	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	3.00	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	5.00	m
Area Sezione		13.01	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	0.00	m
Distanza asse baggioli- asse pila (sx)	x_{m1}	-1.20	m
Distanza asse baggioli- asse asse pila (dx)	x_{m2}	1.00	m
Plinto			
Altezza	H_f	2.50	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	9.60	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	9.60	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		-1.20	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1.00	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo	▼	Ko = 0.426	▼
Sisma			
S_s		1.000	
a_g		0.168	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.168	

Tabella 2 – Dati di input

4.6 Analisi dei carichi

4.6.1 Peso proprio elementi strutturali

➤ *Peso proprio strutture*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Impalcato (sx)			
N° Corsie convenzionali		3	
Lunghezza	L	25	m
Peso Proprio	G ₁	230	kN/m
Permanenti portati	G ₂	80	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	5	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	575.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	200.0	kN

Impalcato (dx)			
N° Corsie convenzionali		3	
Lunghezza	L	50	m
Peso Proprio	G1	140	kN/m
Permanenti portati	G2	60	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	4	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	875.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	375.0	kN

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

I carichi del traffico vengono dedotti dal modello FEM dell'impalcato. Sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente.

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

5x

Appoggio	A			B			C			D			E			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio G1	575			575			575			575			575			0.00
Permanenti G2	200			200			200			200			200			0.00
Comb. Nmax Q1	272			332			167			121			222			0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura																1.80
Comb. Nmax Q4 centrifuga						60			60							1.80
Comb. Nmax Q folla	175		39				28			39			175			0.00
Comb. MTmax Q1	458			137					54			41			10	0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura																1.80
Comb. MTmax Q4 centrifuga						60			60							1.80
Comb. MTmax Q folla	207			63			25			14			-32			0.00
Comb. MLmax Q1																0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura																1.80
Comb. MLmax Q4 centrifuga																1.80
Comb. MLmax Q folla																0.00
Vento Ponte Scarico						63			63							2.30
Vento Ponte Carico						95			95							3.30
Attrito permanente		23	23		23	23		23	23		23	23		23	23	0.00
Attrito carichi mobili		14	14		10	10		5	5		4	4		7	7	0.00
Sisma longitudinale																1.80
Sisma trasversale						1160			1160							1.80
Sisma verticale	130			130			130			130			130			0.00
Sisma longitudinale		0		0			0		0		0		0		0	1.80
Sisma trasversale			0			1279			1279			0		0	0	1.80
Sisma verticale	130			130			130			130			130			0.00
Sisma longitudinale		0		0			0		0		0		0		0	1.80
Sisma trasversale			0			1740			1740			0		0	0	1.80
Sisma verticale	130			130			130			130			130			0.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			C			D			biz			
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY				
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]			
Peso proprio G1	880			880			880			880			880			0.00
Permanenti G2	400			400			400			400			400			0.00
Comb. Nmax Q1	415			461			400			369						0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura						248			248							3.00
Comb. Nmax Q4 centrifuga							60			60						3.00
Comb. Nmax Q folla	205			32			32			205						0.00
Comb. MTmax Q1	684			223					169			9				0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura						248			248							3.00
Comb. MTmax Q4 centrifuga							60			60						3.00
Comb. MTmax Q folla	265			72			40			-60						0.00
Comb. MLmax Q1	500			724			605			408						0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura						248			248							3.00
Comb. MLmax Q4 centrifuga							60			60						3.00
Comb. MLmax Q folla	205			32			32			205						0.00
Vento Ponte Scarico							126			126						3.80
Vento Ponte Carico							189			189						4.50
Attrito permanente		38	38		38	38		38	38		38	38		38	38	0.00
Attrito carichi mobili		21	21		22	22		18	18		12	12		12	12	0.00
Sisma longitudinale		0				2525			2525							2.80
Sisma trasversale			0				1160			1160				0		2.80
Sisma verticale	130			130			130			130			130			0.00
Sisma longitudinale		0				2785			2785			0				2.80
Sisma trasversale			0				1279			1279				0		2.80
Sisma verticale	130			130			130			130			130			0.00
Sisma longitudinale		0				3788			3788			0				2.80
Sisma trasversale			0				1740			1740				0		2.80
Sisma verticale	130			130			130			130			130			0.00

4.6.3 Azione del Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005				
Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	415	415	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(as/a_0 - 1))$	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		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	
Vento su impalcato				
Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	13	13	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.52	2.52	
Larghezza impalcato	b	12.7	12.7	m
Altezza impalcato	h1	3	3	m
Altezza veicolo o parapetto	h2	1.5	3	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o veicolo)	dtot	4.5	6	m
Rapporto di forma	b/dtot	2.82	2.12	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.65	1.87	
Riepilogo				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.52	2.52	
Coefficiente di forza	cfx	1.65	1.87	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	4.5	6	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	10.1	15.1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.23	2.52	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	10.1	15.1	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	10.1	10.1	kN/m
Luce impalcato	L	25	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	126	251	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	15.1	15.1	kN/m
Luce impalcato	L	25	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	189	378	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

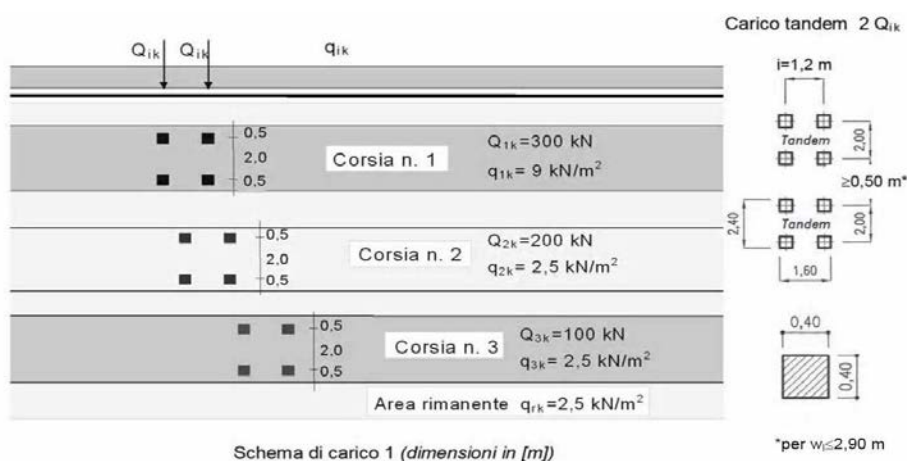
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	19 di 60

Vento su Pila e Pulvino					
Parametri	kr	0.19	0.19		
Parametri	z0	0.05	0.05	m	
Parametri	zmin	4	4	m	
Altezza di riferimento per pila e pulvino (EC punto 7.6(2))	z	11.50	11.5	m	
Coefficiente di topografia	ct	1	1		
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.44	2.44		
		dir.x	dir.x		
Altezza (dir.z)	h	3.00	8.50	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	12.50	5.00	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	3.7	3	m	
Rapporto di forma	d/b	0.30	0.60		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.12	2.35		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1	1	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.08	0.20		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.80	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	2.22	1.54	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	37.5	42.5	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	83	65	kN	
		dir.y	dir.y		
Altezza (dir.z)	h	3.00	8.50	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	3.7	3	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	12.5	5	m	
Rapporto di forma	d/b	3.38	1.67		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	1.28	1.79		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1	1	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.27	0.33		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.50	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	0.84	1.17	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	11.1	25.5	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	9	30	kN	
Riepilogo					
Vento x					
Pulvino	F	83	kN		
Pila	F	65	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	11.50	m		
Forza totale	F Tot	149	kN		
Vento y					
Pulvino	F	9	kN		
Pila	F	30	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	11.50	m		
Forza totale	F Tot	39	kN		

4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

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



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

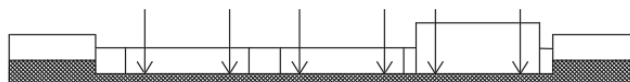
Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

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

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

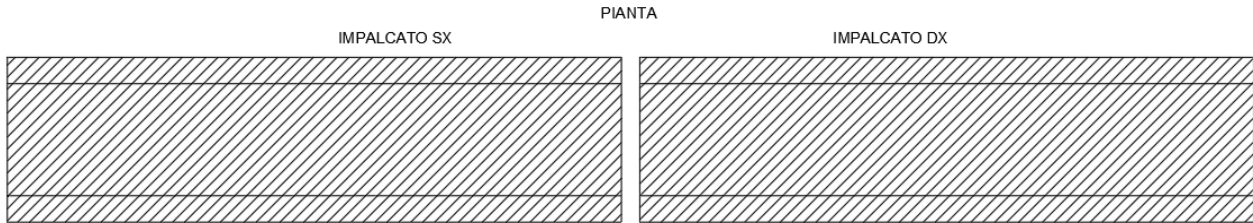
- N max, massimo sforzo normale per la pila: il carico è presente su entrambi gli impalcati, con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

SEZIONE TRASVERSALE

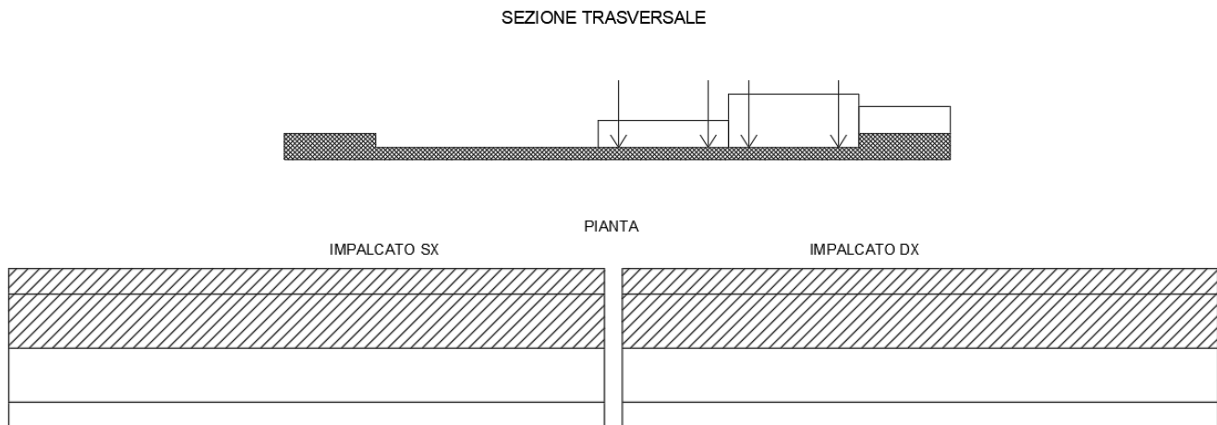


RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

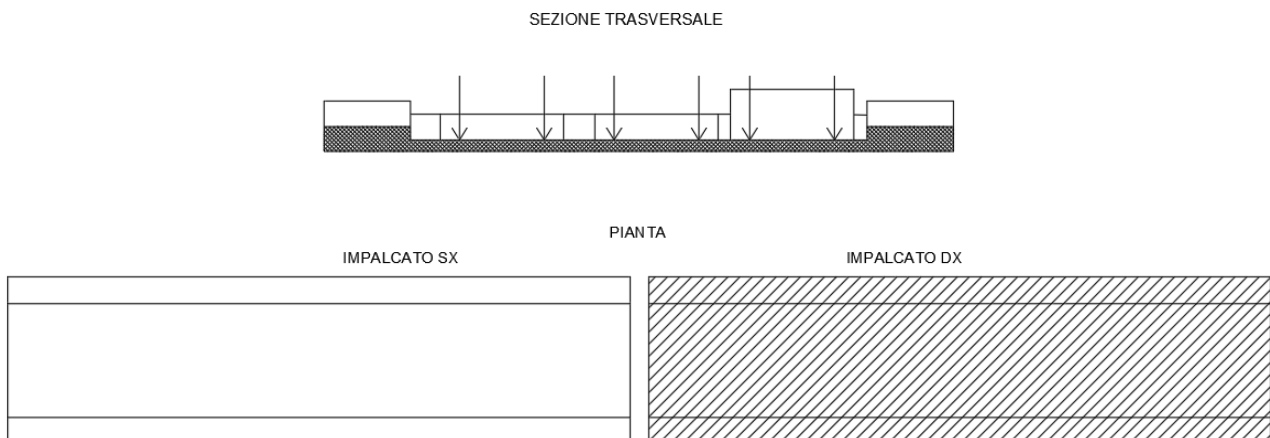
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	21 di 60



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



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



4.6.5 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	50	m
q3	495	kN
q3 (filtrata)	495	kN

Centrifuga		
Raggio planimetrico	75	m
n° corsie	3	
Qv	1200	kN
q4	240	kN

4.6.6 Urto da traffico ferroviario

In mancanza di specifiche analisi di rischio possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza d degli elementi esposti dall'asse del binario:

- per $d \leq 5$ m:
 - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $5 \text{ m} < d \leq 15$ m:
 - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
 - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
- per $d > 15$ m pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

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. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

➤ Valori di progetto

La pericolosità sismica di base è stata definita sulla base delle coordinate geografiche del sito di realizzazione dell'opera:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 13.86822 LATITUDINE: 37.69076

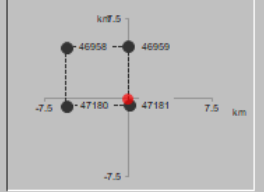
Ricerca per comune

REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Catania COMUNE: Ramacca

Elaborazioni grafiche:
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni:
 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:
 media ponderata

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

I parametri utilizzati per la definizione dell'azione sismica sono riportati di seguito.

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_H : 75 info

Coefficiente d'ura della costruzione - c_u : 1.5 info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

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

Stati limite di esercizio - SLE	T_R (anni)
SLO - $P_{VR} = 8\%$	68
SLD - $P_{VR} = 6\%$	113
Stati limite ultimi - SLU	
SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

Elaborazioni:
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

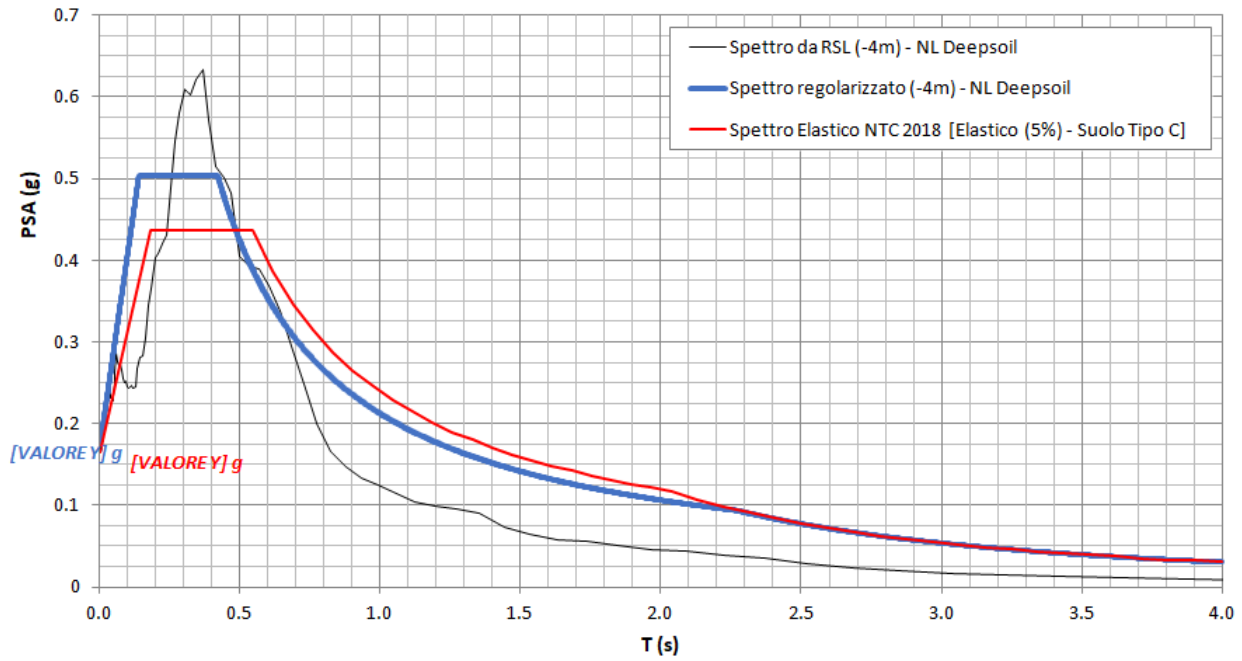


LEGENDA GRAFICO
 - - □ - - Strategia per costruzioni ordinarie
 - - ■ - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Per il viadotto in esame è stato effettuato uno specifico studio di Risposta Sismica Locale del quale si riportano i risultati:

IV-01 - prova: MASW 3aV09



➤ Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle Normative. Qualora le ipotesi non siano soddisfatte, si è fatto riferimento ad una Analisi Dinamica Modale, attraverso la costruzione di un modello tridimensionale agli Elementi Finiti 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 delle NTC
- Per l'azione sismica verticale si adotta $q=1$

Il baricentro delle masse viene considerato coincidente con quello dell'impalcato; nel caso particolare risulta $L= 13.30$ m.

Condizione Sismica			
Massa sismica impalcato dir x	mix	10658	kN
Massa efficace pila dir x	mpx	4390	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	15048	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	mix/5	2132	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi _y	9427	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp _y	4390	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	13817	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi _y /5	1885	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	miz	9427	kN
Massa efficace pila dir. Z	mp _z	4390	kN
Massa complessiva dir. Z	miz + mp _z	13817	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	miz/5	1885	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	J _{yy}	7.97	m ⁴
Inerzia Pila asse x	J _{xx}	20.50	m ⁴
Area Pila	A _p	13.01	m ²
Rigidità Pila asse y	K _y	335523723.7	N/m
Rigidità Pila asse x	K _x	862649019	N/m
rigidità Pila asse z	K _z	37333043478	N/m
Periodo x	T _x	0.42	s
Periodo y	T _y	0.25	s
Periodo z	T _z	0.04	s

Accelerazione orizzontale Se(T _x) direzione x	a _g x	0.50	
Accelerazione orizzontale Se(T _y) direzione y	a _g y	0.50	
Accelerazione Verticale Se(T _z) direzione z	a _g z	0.08	

q=1.5

Accelerazione orizzontale Sd(T _x) direzione x	a _g x	0.34	
Accelerazione orizzontale Sd(T _y) direzione y	a _g y	0.34	
Accelerazione Verticale Sd(T _z) direzione z	a _g z	0.08	

q=1.36

Accelerazione orizzontale Sd(T _x) direzione x	a _g x	0.37	
Accelerazione orizzontale Sd(T _y) direzione y	a _g y	0.37	
Accelerazione Verticale Sd(T _z) direzione z	a _g z	0.08	

q=1

Accelerazione orizzontale Sd(T _x) direzione x	a _g x	0.50	
Accelerazione orizzontale Sd(T _y) direzione y	a _g y	0.50	
Accelerazione Verticale Sd(T _z) direzione z	a _g z	0.08	

Condizione Sismica - Taglienti Totali

q=1.5

Tagliante direzione x	F x	5046	kN
Tagliante direzione y	F y	4633	kN
Tagliante direzione z	F z	1161	kN

q=1.36

Tagliante direzione x	F x	5566	kN
Tagliante direzione y	F y	5110	kN
Tagliante direzione z	F z	1161	kN

q=1

Tagliante direzione x	F x	7569	kN
Tagliante direzione y	F y	6950	kN
Tagliante direzione z	F z	1161	kN

4.6.8 Analisi Dinamica Lineare

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

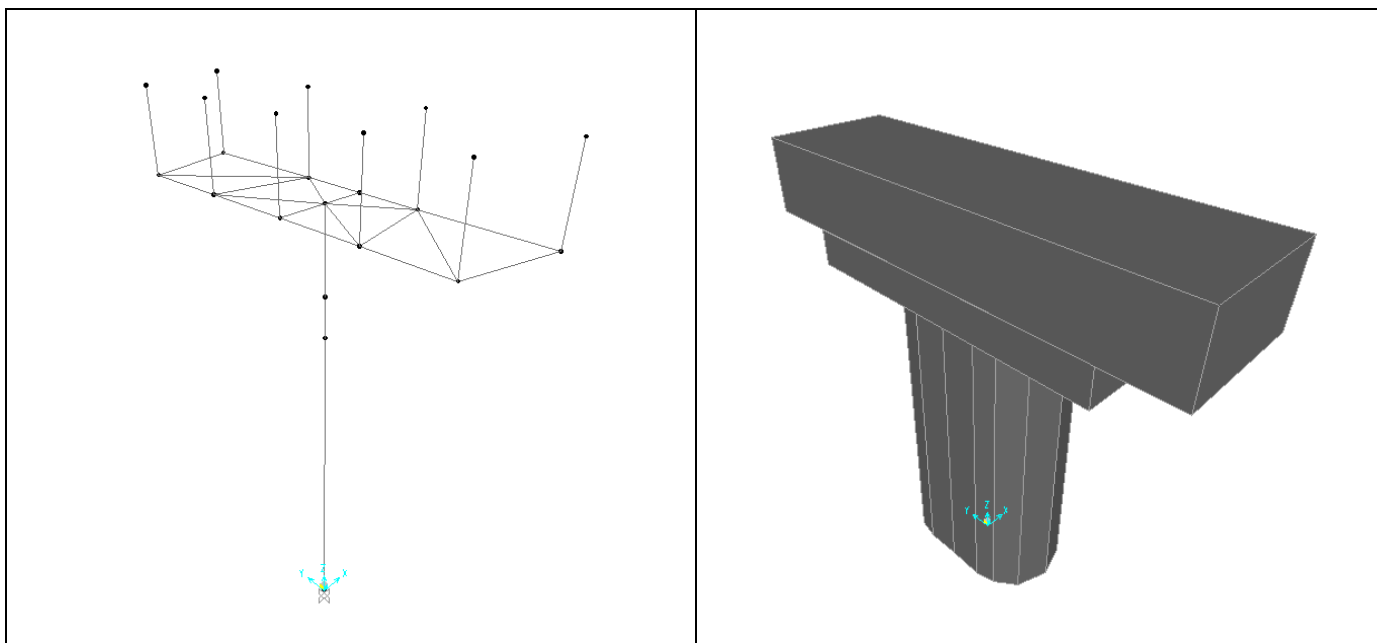


Figura 1: Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

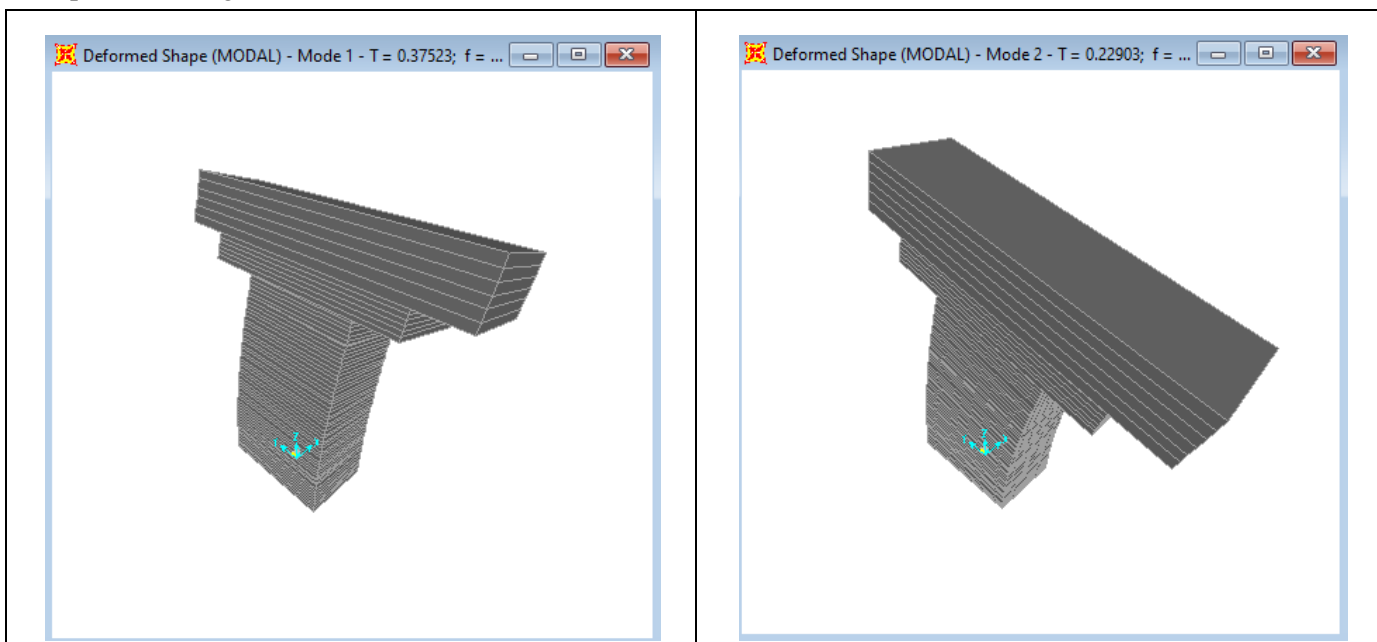


Figura 2: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)

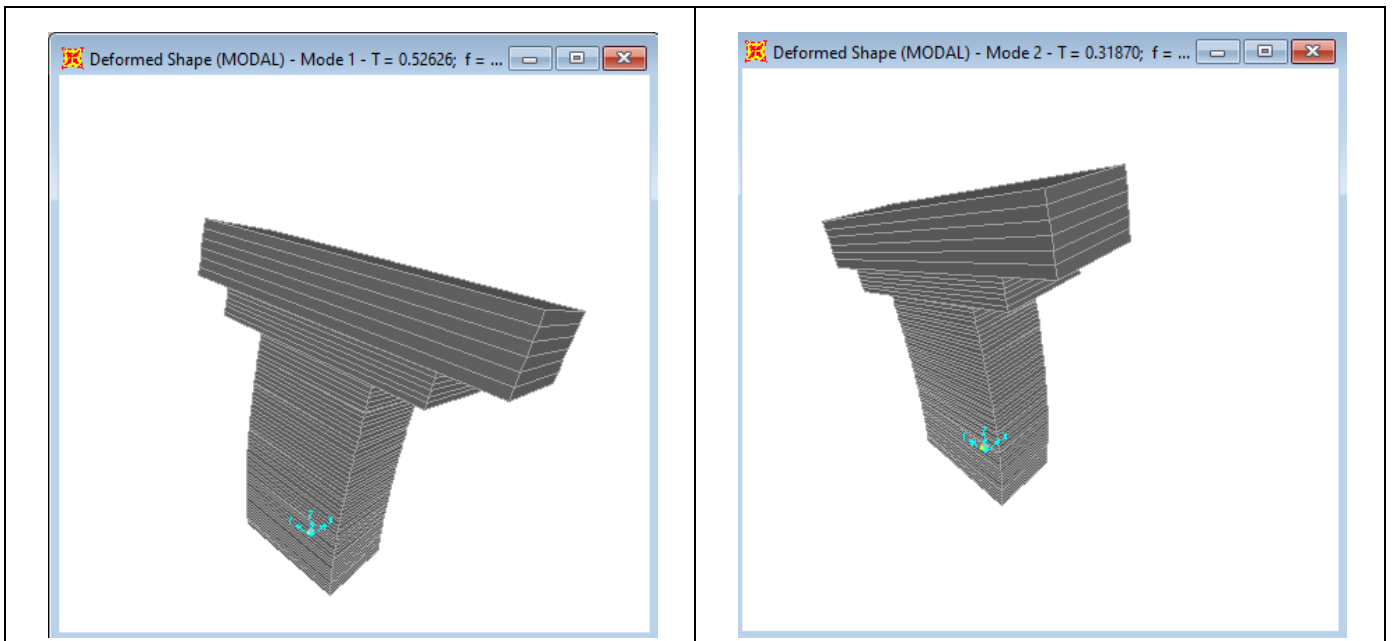


Figura 3: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)

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 si 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	6233			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		149		0.00	0.00	11.50	0	1709
Vento su pila dir.y			39.1	0.00	0.00	11.50	450	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	6233			0.00	0.00	0	0	0
Plinto	5760			0.00	0.00	1.25	0.00	0
Rinterro	1543			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Vento su pila dir. x		149		0.00	0.00	14.00	0	2081
Vento su pila dir.y			39.10526719	0.00	0.00	14.00	547	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		968		0.00	0.00	1.25	0.00	1210
Plinto sisma y			968	0.00	0.00	1.25	1210	0
Plinto sisma z	484			0.00	0.00	1.25	0	0
Rinterro sisma z	130			0.00	0.00	0.00	0	0

4.7 Sollecitazioni

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA					
	N _x [kN]	T _x [kN]	T _y [kN]	M _x [kN*m]	M _y [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	19716	479	953	14246	6629
A2 - SLU - MT max gr.1	18403	479	953	20530	6589
A2 - SLU - ML max gr.1	18853	595	922	13518	10494
A2 - SLU - N max gr.2	18388	1050	953	13981	15109
A2 - SLU - MT max gr.2	17548	1050	953	17588	15055
A2 - SLU - ML max gr.2	17938	1166	922	13347	18106
A2 - SLU - N max gr.3	18388	479	1229	17942	6582
A2 - SLU - MT max gr.3	17548	479	1229	21549	6528
A2 - SLU - ML max gr.3	17938	595	1060	15410	9579
A2 - SLU - Vento ponte scarico	16008	544	893	12271	7004
A2 - SLU - N max gr.1	18936	398	872	13278	5541
A2 - SLU - MT max gr.1	17623	398	872	19562	5502
A2 - SLU - ML max gr.1	18073	514	841	12550	9407
A2 - SLU - N max gr.2	17608	969	872	13014	14022
A2 - SLU - MT max gr.2	16768	969	872	16621	13968
A2 - SLU - ML max gr.2	17158	1085	841	12380	17019
A2 - SLU - N max gr.3	17608	398	1148	16974	5495
A2 - SLU - MT max gr.3	16768	398	1148	20581	5440
A2 - SLU - ML max gr.3	17158	514	979	14443	8491
A2 - SLU - Vento ponte scarico	15228	463	812	11303	5917
A1 - SLU - N max gr.1	25301	555	1102	16489	7699
A1 - SLU - MT max gr.1	23759	555	1102	23866	7653
A1 - SLU - ML max gr.1	24288	689	1067	15642	12211
A1 - SLU - N max gr.2	23742	1225	1102	16179	17655
A1 - SLU - MT max gr.2	22756	1225	1102	20413	17591
A1 - SLU - ML max gr.2	23213	1359	1067	15442	21146
A1 - SLU - N max gr.3	23742	555	1426	20828	7644
A1 - SLU - MT max gr.3	22756	555	1426	25062	7580
A1 - SLU - ML max gr.3	23213	689	1229	17864	11136
A1 - SLU - Vento ponte scarico	20948	778	1181	15959	9896
A1 - SLU - N max gr.1	19581	421	967	14877	5862
A1 - SLU - MT max gr.1	18039	421	967	22254	5816
A1 - SLU - ML max gr.1	18568	554	932	14029	10374
A1 - SLU - N max gr.2	18022	1090	967	14566	15818
A1 - SLU - MT max gr.2	18022	1090	967	14566	15818
A1 - SLU - ML max gr.2	17036	1224	932	18396	17292
A1 - SLU - N max gr.3	17493	1090	967	14234	17771
A1 - SLU - MT max gr.3	18022	421	1291	19216	5808
A1 - SLU - ML max gr.3	17036	554	1256	23045	7282
A1 - SLU - Vento ponte scarico	17493	643	1152	16926	10324
SLE Rara - N max gr.1	15228	270	860	12141	3695
SLE Rara - MT max gr.1	18452	381	746	11218	5300
SLE Rara - ML max gr.1	17310	471	722	16413	6292
SLE Rara - N max gr.2	17702	381	746	10890	7503
SLE Rara - MT max gr.2	17298	877	746	10988	12675
SLE Rara - ML max gr.2	16567	967	722	13853	13653
SLE Rara - N max gr.3	16906	877	746	10742	14122
SLE Rara - MT max gr.3	17298	381	986	14432	5260
SLE Rara - ML max gr.3	16567	471	962	17299	6238
SLE Rara - Vento ponte scarico	16906	530	881	12716	8416
SLE Freq. - N max gr.1	17646	354	354	4916	4899
SLE Freq. - MT max gr.1	16790	354	354	9014	4873
SLE Freq. - ML max gr.1	17084	354	354	4670	6551
SLE Freq. - N max gr.2	16780	726	354	4743	10430
SLE Freq. - MT max gr.2	16232	726	354	7095	10394
SLE Freq. - ML max gr.2	16487	726	354	4558	11515
SLE Freq. - N max gr.3	16780	354	534	7326	4869
SLE Freq. - MT max gr.3	16232	354	534	9678	4833
SLE Freq. - ML max gr.3	16487	354	444	5904	5954
SLE Freq. - Vento ponte scarico	15228	300	353	4468	4037
SLE Q.P. - ML max gr.3	15228	381	381	4559	5029
SLV -dir X_1	16074	5441	1708	23805	80349
SLV -dir X_2	15372	5441	1708	23805	80505
SLV -dir Y_1	15996	1906	4980	71577	27760
SLV -dir Y_2	15294	1906	4980	71577	27916
SLV -dir Z+	17043	1906	1732	24200	27585
SLV -dir Z-	14703	1906	1732	24200	28105
SLV -dir X_1	16074	5961	1851	25847	88017
SLV -dir X_2	15372	5961	1851	25847	88173
SLV -dir Y_1	15996	2062	5458	78384	30061
SLV -dir Y_2	15294	2062	5458	78384	30217
SLV -dir Z+	17043	2062	1875	26242	29885
SLV -dir Z-	14703	2062	1875	26242	30405
SLV -dir X_1	16074	7966	2404	33723	117593
SLV -dir X_2	15372	7966	2404	33723	117749
SLV -dir Y_1	15996	2664	7300	104637	38933
SLV -dir Y_2	15294	2664	7300	104637	39089
SLV -dir Z+	17043	2664	2428	34118	38758
SLV -dir Z-	14703	2664	2428	34118	39278

Tabella 3 – Sollecitazioni della base della pila

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
EX_1	Combination	Max	5733	1963	15352	24493	71472
EX_1	Combination	Min	-5733	-1963	15352	-24493	-72534
EY_1	Combination	Max	1720	6541	15352	81630	21071
EY_1	Combination	Min	-1720	-6541	15352	-81631	-22133
EX_2	Combination	Max	5733	1963	15041	24493	71472
EX_2	Combination	Min	-5733	-1963	15041	-24493	-72534
EY_2	Combination	Max	1720	6541	15041	81630	21071
EY_2	Combination	Min	-1720	-6541	15041	-81631	-22133
EZ_1	Combination	Max	1720	1962	15715	24490	21070
EZ_1	Combination	Min	-1720	-1962	15715	-24490	-22132
EZ_2	Combination	Max	1720	1962	14678	24490	21070
EZ_2	Combination	Min	-1720	-1962	14678	-24490	-22132
			5733	6541		81631	72534

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

TABLE: Base Reactions

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
EX_1	Combination	Max	7144	1968	15352	24532	89226
EX_1	Combination	Min	-7144	-1968	15352	-24532	-90289
EY_1	Combination	Max	2143	6560	15352	81765	26397
EY_1	Combination	Min	-2143	-6560	15352	-81765	-27459
EX_2	Combination	Max	7144	1968	15041	24532	89226
EX_2	Combination	Min	-7144	-1968	15041	-24532	-90289
EY_2	Combination	Max	2143	6560	15041	81765	26397
EY_2	Combination	Min	-2143	-6560	15041	-81765	-27459
EZ_1	Combination	Max	2143	1968	15715	24530	26396
EZ_1	Combination	Min	-2143	-1968	15715	-24530	-27459
EZ_2	Combination	Max	2143	1968	14678	24530	26396
EZ_2	Combination	Min	-2143	-1968	14678	-24530	-27459
			7144	6560		81765	90289

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

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.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA
TRATTA LERCARA DIRAMAZIONE – CALTANISSETTA (LOTTO 3A)
Viadotto IV01

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	31 di 60

4.7.1 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 [kN]	Tx [kN]	Ty [kN]	Mx [kN*m]	My [kN*m]
A2 - SLU - N max gr.1	27482	479	953	16628	7826
A2 - SLU - MT max gr.1	26169	479	953	22911	7787
A2 - SLU - ML max gr.1	26620	595	922	15823	11982
A2 - SLU - N max gr.2	26154	1050	953	16363	17733
A2 - SLU - MT max gr.2	25314	1050	953	19970	17679
A2 - SLU - ML max gr.2	25704	1166	922	15653	21020
A2 - SLU - N max gr.3	26154	479	1229	21013	7780
A2 - SLU - MT max gr.3	25314	479	1229	24620	7725
A2 - SLU - ML max gr.3	25704	595	1060	18061	11067
A2 - SLU - Vento ponte scarico	23775	544	893	14503	8364
A2 - SLU - N max gr.1	26239	398	872	15458	6537
A2 - SLU - MT max gr.1	24926	398	872	21742	6497
A2 - SLU - ML max gr.1	25377	514	841	14653	10692
A2 - SLU - N max gr.2	24911	969	872	15193	16444
A2 - SLU - MT max gr.2	24071	969	872	18800	16389
A2 - SLU - ML max gr.2	24461	1085	841	14483	19730
A2 - SLU - N max gr.3	24911	398	1148	19844	6490
A2 - SLU - MT max gr.3	24071	398	1148	23451	6436
A2 - SLU - ML max gr.3	24461	514	979	16891	9777
A2 - SLU - Vento ponte scarico	22532	463	812	13333	7074
A1 - SLU - N max gr.1	35392	555	1102	19244	9088
A1 - SLU - MT max gr.1	33850	555	1102	26621	9041
A1 - SLU - ML max gr.1	34379	689	1067	18309	13934
A1 - SLU - N max gr.2	33833	1225	1102	18933	20718
A1 - SLU - MT max gr.2	32846	1225	1102	23168	20654
A1 - SLU - ML max gr.2	33304	1359	1067	18109	24543
A1 - SLU - N max gr.3	33833	555	1426	24393	9033
A1 - SLU - MT max gr.3	32846	555	1426	28627	8969
A1 - SLU - ML max gr.3	33304	689	1229	20935	12859
A1 - SLU - Vento ponte scarico	31039	778	1181	18912	11842
A1 - SLU - N max gr.1	26884	421	967	17294	6914
A1 - SLU - MT max gr.1	25342	421	967	24671	6867
A1 - SLU - ML max gr.1	25871	554	932	16339	11760
A1 - SLU - N max gr.2	25325	1090	967	16984	18544
A1 - SLU - MT max gr.2	25325	1090	967	16984	18544
A1 - SLU - ML max gr.2	24339	1224	932	20725	20352
A1 - SLU - N max gr.3	24797	1090	967	16652	20496
A1 - SLU - MT max gr.3	25325	421	1291	22443	6859
A1 - SLU - ML max gr.3	24339	554	1256	26185	8668
A1 - SLU - Vento ponte scarico	24797	643	1152	19807	11933
SLE Rara - N max gr.1	22532	270	860	14292	4369
SLE Rara - MT max gr.1	25756	381	746	13083	6254
SLE Rara - ML max gr.1	24614	471	722	18218	7468
SLE Rara - N max gr.2	25006	381	746	12755	8456
SLE Rara - MT max gr.2	24601	877	746	12853	14869
SLE Rara - ML max gr.2	23870	967	722	15661	16070
SLE Rara - N max gr.3	24209	877	746	12607	16315
SLE Rara - MT max gr.3	24601	381	986	16897	6214
SLE Rara - ML max gr.3	23870	471	962	19705	7415
SLE Rara - Vento ponte scarico	24209	530	881	14920	9741
SLE Freq. - N max gr.1	24950	354	354	5799	5783
SLE Freq. - MT max gr.1	24093	354	354	9898	5757
SLE Freq. - ML max gr.1	24387	354	354	5553	7435
SLE Freq. - N max gr.2	24084	726	354	5627	12244
SLE Freq. - MT max gr.2	23536	726	354	7979	12208
SLE Freq. - ML max gr.2	23790	726	354	5442	13329
SLE Freq. - N max gr.3	24084	354	534	8660	5752
SLE Freq. - MT max gr.3	23536	354	534	11012	5717
SLE Freq. - ML max gr.3	23790	354	444	7013	6837
SLE Freq. - Vento ponte scarico	22532	300	353	5351	4785
SLE Q.P. - ML max gr.3	22532	381	381	5512	5982
SLV -dir X_1	23561	6409	1998	28438	95162
SLV -dir X_2	22491	6409	1998	28438	95318
SLV -dir Y_1	23483	2197	5948	85237	32889
SLV -dir Y_2	22413	2197	5948	85237	33045
SLV -dir Z+	24960	2197	2022	28894	32714
SLV -dir Z-	21393	2197	2022	28894	33234
SLV -dir X_1	23561	6929	2142	30838	104129
SLV -dir X_2	22491	6929	2142	30838	104285
SLV -dir Y_1	23483	2353	6426	93238	35579
SLV -dir Y_2	22413	2353	6426	93238	35735
SLV -dir Z+	24960	2353	2166	31294	35404
SLV -dir Z-	21393	2353	2166	31294	35924
SLV -dir X_1	23561	8934	2694	40096	138718
SLV -dir X_2	22491	8934	2694	40096	138874
SLV -dir Y_1	23483	2954	8268	124097	43956
SLV -dir Y_2	22413	2954	8268	124097	46112
SLV -dir Z+	24960	2954	2718	40552	45781
SLV -dir Z-	21393	2954	2718	40552	46301

Tabella 6 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

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
AI - SLU - N max gr.1	35392	555	1102	19244	9088	5244	2621	137
AI - SLU - MT max gr.1	33850	555	1102	26621	9041	5412	2110	137
AI - SLU - ML max gr.1	34379	689	1067	18309	13934	5313	2327	141
AI - SLU - N max gr.2	33833	1225	1102	18933	20718	5595	1923	183
AI - SLU - MT max gr.2	32846	1225	1102	23168	20654	5678	1621	183
AI - SLU - ML max gr.2	33304	1359	1067	18109	24543	5675	1726	192
AI - SLU - N max gr.3	33833	555	1426	24393	9033	5307	2212	170
AI - SLU - MT max gr.3	32846	555	1426	28627	8969	5390	1909	170
AI - SLU - ML max gr.3	33304	689	1229	20935	12859	5265	2136	157
AI - SLU - Vento ponte scarico	31039	778	1181	18912	11842	4873	2025	157
AI - SLU - N max gr.1	26884	421	967	17294	6914	4108	1866	117
AI - SLU - MT max gr.1	25342	421	967	24671	6867	4276	1356	117
AI - SLU - ML max gr.1	25871	554	932	16359	11760	4176	1573	120
AI - SLU - N max gr.2	25325	1090	967	16984	18544	4459	1169	162
AI - SLU - MT max gr.2	25325	1090	967	16984	18544	4459	1169	162
AI - SLU - ML max gr.2	24339	1224	932	20725	20352	4606	803	171
AI - SLU - N max gr.3	24797	1090	967	16652	20496	4475	1035	162
AI - SLU - MT max gr.3	25325	421	1291	22443	6859	4170	1457	151
AI - SLU - ML max gr.3	24339	554	1256	26185	8668	4318	1091	153
AI - SLU - Vento ponte scarico	24797	643	1152	19807	11933	4225	1286	147
						5678	803	192

Tabella 7 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. 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
SLV -dir.X 1	23561	6929	2142	30838	104129	8866	-3631	806
SLV -dir.X 2	22491	6929	2142	30838	104285	8755	-3757	806
SLV -dir.Y 1	23483	2353	6426	93238	35579	8573	-3355	760
SLV -dir.Y 2	22413	2353	6426	93238	35735	8461	-3481	760
SLV -dir.Z+	24960	2353	2166	31294	35404	5861	-315	355
SLV -dir.Z-	21393	2353	2166	31294	35924	5489	-735	355
						8866	-3757	806

Tabella 8 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV 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 -dir.X 1	23561	8934	2694	40096	138718	10896	-5661	1037
SLV -dir.X 2	22491	8934	2694	40096	138874	10785	-5787	1037
SLV -dir.Y 1	23483	2954	8268	124097	45956	10482	-5264	976
SLV -dir.Y 2	22413	2954	8268	124097	46112	10370	-5390	976
SLV -dir.Z+	24960	2954	2718	40552	45781	6770	-1224	446
SLV -dir.Z-	21393	2954	2718	40552	46301	6398	-1644	446
						10896	-5787	1037

Tabella 9 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV 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
SLE Rara - N max gr.1	22532	270	860	14292	4369	3367	1640	100
SLE Rara - MT max gr.1	25756	381	746	13083	6254	3757	1967	93
SLE Rara - ML max gr.1	24614	471	722	18218	7468	3924	1546	96
SLE Rara - N max gr.2	25006	381	746	12755	8456	3760	1796	93
SLE Rara - MT max gr.2	24601	877	746	12853	14869	4017	1450	128
SLE Rara - ML max gr.2	23870	967	722	15661	16070	4121	1183	134
SLE Rara - N max gr.3	24209	877	746	12607	16315	4029	1351	128
SLE Rara - MT max gr.3	24601	381	986	16897	6214	3803	1664	117
SLE Rara - ML max gr.3	23870	471	962	19705	7415	3908	1397	119
SLE Rara - Vento ponte scarico	24209	530	881	14920	9741	3832	1548	114
						4121	1183	134

Tabella 10 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

4.9 Verifiche degli elementi strutturali

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

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

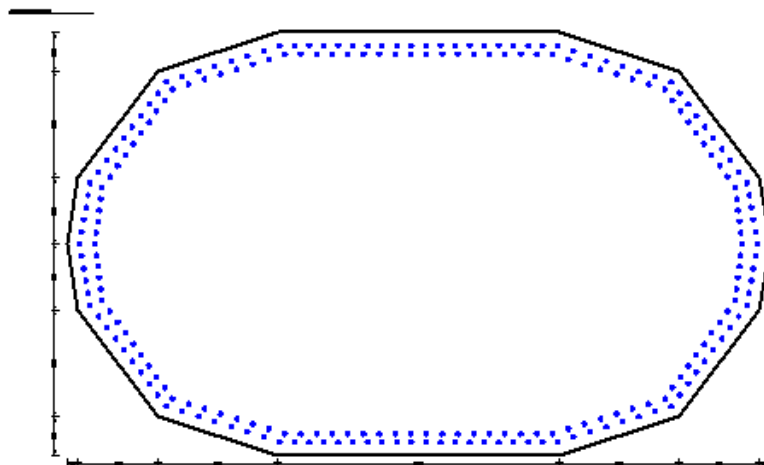
4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy, Tx)	Trasv.(Mxx, Ty)	
Altezza pila	H	13.8	13.8	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	7966	7300	kN
Momento agente (q=1)	M	117593	104637	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	5441	4980	kN
Momento agente (con q)	MEd	80349	71577	kN*m
Momento Resistente	MRd	96293	132020	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1.20	1.84	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		CRITICA	NON CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	da calc.	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	7966	7300	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	6521	9186	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	6521	7300	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.23	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.23	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	6521	7300	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.00	1.23	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	da calc.	

Nota: nella successiva fase progettuale si dovranno predisporre opportune armature trasversali all'interno delle zone dissipative atte a confinare adeguatamente il nucleo di calcestruzzo della sezione e contrastare l'instabilità delle barre verticali compresse al fine di garantire la necessaria duttilità strutturale come richiesto dal punto 7.9.6.1 della NTC 2018.

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



RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	36 di 60

Verifica a Taglio:

dir. X			dir. Y		
Dati sezione			Dati sezione		
b	5000	mm	b	3000	mm
h	3000	mm	h	5000	mm
c	100	mm	c	100	mm
fck	32	Mpa	fck	32	Mpa
d	2900		d	4900	
Staffe			Staffe		
∅	16	mm	∅	16	mm
n	4		n	4	
s	100	mm	s	100	mm
α	1.57	rad	α	1.57	rad
θ	0.79	rad	θ	0.79	rad
ctgα	0.00		ctgα	0.00	
ctgθ	1.00		ctgθ	1.00	
f _{yd}	391	Mpa	f _{yd}	391	Mpa
f'cd	9.07	MPa	f'cd	9.07	MPa
VRsd	8207.43	kN	VRsd	13867.72	kN
VRcd	59160.00	kN	VRcd	59976.00	kN
VRd	8207.43	kN	VRd	13867.72	kN

Poiché il taglio resistente risulta maggiore del taglio massimo agente (gerarchia delle resistenze), la verifica risulta soddisfatta.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400 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:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	37 di 60

Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
Resist. ultima di progetto fid:	391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo B1*B2 :	1.00	
Coeff. Aderenza differito B1*B2 :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	100.0	150.0
2	185.0	123.0
3	242.0	47.0
4	250.0	0.0
5	242.0	-47.0
6	185.0	-123.0
7	100.0	-150.0
8	-100.0	-150.0
9	-185.0	-123.0
10	-242.0	-47.0
11	-250.0	0.0
12	-242.0	47.0
13	-185.0	123.0
14	-100.0	150.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	98.6	141.0	30
2	179.5	115.3	30
3	233.5	43.3	30
4	240.9	0.0	30
5	233.5	-43.3	30
6	179.5	-115.3	30
7	98.6	-141.0	30
8	-98.6	-141.0	30
9	-179.5	-115.3	30
10	-233.5	-43.3	30
11	-240.9	0.0	30
12	-233.5	43.3	30
13	-179.5	115.3	30
14	-98.6	141.0	30
15	95.0	135.0	30
16	175.0	110.0	30
17	225.0	40.0	30
18	230.0	0.0	30
19	225.0	-40.0	30
20	175.0	-110.0	30
21	95.0	-135.0	30
22	-95.0	-135.0	30
23	-175.0	-110.0	30
24	-225.0	-40.0	30
25	-230.0	0.0	30

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	38 di 60

26	-225.0	40.0	30
27	-175.0	110.0	30
28	-95.0	135.0	30

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	6	30
2	2	3	8	30
3	3	4	4	30
4	4	5	4	30
5	5	6	8	30
6	6	7	6	30
7	7	8	18	30
8	8	9	6	30
9	9	10	8	30
10	10	11	4	30
11	11	12	4	30
12	12	13	8	30
13	13	14	6	30
14	1	14	18	30
15	15	16	6	30
16	16	17	8	30
17	17	18	4	30
18	18	19	4	30
19	19	20	8	30
20	20	21	6	30
21	21	22	16	30
22	22	23	6	30
23	23	24	8	30
24	24	25	4	30
25	25	26	4	30
26	26	27	8	30
27	27	28	6	30
28	28	15	16	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	12 mm
Passo staffe:	3.1 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
---------	---	----	----	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	39 di 60

1	25301.00	7699.00	16489.00	555.00	1102.00
2	23759.00	7653.00	23866.00	555.00	1102.00
3	24288.00	12211.00	15642.00	689.00	1067.00
4	23742.00	17655.00	16179.00	1225.00	1102.00
5	22756.00	17591.00	20413.00	1225.00	1102.00
6	23213.00	21146.00	15442.00	1359.00	1067.00
7	23742.00	7644.00	20828.00	555.00	1426.00
8	22756.00	7580.00	25062.00	555.00	1426.00
9	23213.00	11136.00	17864.00	689.00	1229.00
10	20948.00	9896.00	15959.00	778.00	1181.00
11	19581.00	5862.00	14877.00	421.00	967.00
12	18039.00	5816.00	22254.00	421.00	967.00
13	18568.00	10374.00	14029.00	554.00	932.00
14	18022.00	15818.00	14566.00	1090.00	967.00
15	18022.00	15818.00	14566.00	1090.00	967.00
16	17036.00	17292.00	18396.00	1224.00	932.00
17	17493.00	17771.00	14234.00	1090.00	967.00
18	18022.00	5808.00	19216.00	421.00	1291.00
19	17036.00	7282.00	23045.00	554.00	1256.00
20	17493.00	10324.00	16926.00	643.00	1152.00
21	16074.00	80349.00	23805.00	5441.00	1708.00
22	15372.00	80505.00	23805.00	6521.00	1708.00
23	15996.00	27760.00	71577.00	1906.00	7300.00
24	15294.00	27916.00	71577.00	1906.00	4980.00
25	17043.00	27585.00	24200.00	1906.00	1732.00
26	14703.00	28105.00	24200.00	1906.00	1732.00

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	15228.00	3695.00	12141.00
2	18452.00	5300.00	11218.00
3	17310.00	6292.00	16413.00
4	17702.00	7503.00	10890.00
5	17298.00	12675.00	10988.00
6	16567.00	13653.00	13855.00
7	16906.00	14122.00	10742.00
8	17298.00	5260.00	14432.00
9	16567.00	6238.00	17299.00
10	16906.00	8416.00	12716.00

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	17646.00	4899.00 (2442.35)	4916.00 (0.00)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	40 di 60

2	16790.00	4873.00 (270765.93)	9014.00 (500858.62)
3	17084.00	6551.00 (3411.24)	4670.00 (47159.71)
4	16780.00	10430.00 (63742.44)	4743.00 (28986.61)
5	16232.00	10394.00 (51610.68)	7095.00 (35229.72)
6	16487.00	11515.00 (53331.04)	4558.00 (21110.10)
7	16780.00	4869.00 (4472.10)	7326.00 (48614.38)
8	16232.00	4833.00 (112743.98)	9678.00 (225767.89)
9	16487.00	5954.00 (3411.24)	5904.00 (47159.71)
10	15228.00	4037.00 (5025.19)	4468.00 (50854.47)

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	15228.00	5029.00 (4692.27)	4559.00 (50197.02)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.0 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.3 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	25301.00	7699.00	16489.00	25300.95	61797.74	133319.29	8.071696.5(379.6)	
2	S	23759.00	7653.00	23866.00	23759.02	47345.56	146224.37	6.131696.5(379.6)	
3	S	24288.00	12211.00	15642.00	24288.27	80634.89	102997.25	6.591696.5(379.6)	
4	S	23742.00	17655.00	16179.00	23741.99	89713.65	81979.51	5.071696.5(379.6)	
5	S	22756.00	17591.00	20413.00	22756.27	82724.38	95983.22	4.701696.5(379.6)	
6	S	23213.00	21146.00	15442.00	23212.99	94071.17	68322.35	4.441696.5(379.6)	
7	S	23742.00	7644.00	20828.00	23742.07	51848.80	142029.51	6.811696.5(379.6)	
8	S	22756.00	7580.00	25062.00	22755.85	44406.81	147289.45	5.881696.5(379.6)	
9	S	23213.00	11136.00	17864.00	23213.28	72489.79	115394.13	6.471696.5(379.6)	
10	S	20948.00	9896.00	15959.00	20948.09	71111.42	113869.70	7.151696.5(379.6)	
11	S	19581.00	5862.00	14877.00	19581.15	53495.78	134630.18	9.061696.5(379.6)	
12	S	18039.00	5816.00	22254.00	18039.10	37615.53	145690.10	6.541696.5(379.6)	
13	S	18568.00	10374.00	14029.00	18567.71	75203.99	102734.48	7.301696.5(379.6)	
14	S	18022.00	15818.00	14566.00	18021.90	85939.97	78433.07	5.411696.5(379.6)	
15	S	18022.00	15818.00	14566.00	18021.90	85939.97	78433.07	5.411696.5(379.6)	
16	S	17036.00	17292.00	18396.00	17036.13	81467.57	86923.41	4.721696.5(379.6)	

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	41 di 60

17	S	17493.00	17771.00	14234.00	17492.90	88306.18	70750.39	4.971696.5(379.6)
18	S	18022.00	5808.00	19216.00	18021.83	42989.93	142127.89	7.401696.5(379.6)
19	S	17036.00	7282.00	23045.00	17036.24	44226.63	139843.55	6.071696.5(379.6)
20	S	17493.00	10324.00	16926.00	17492.90	68693.04	111826.92	6.621696.5(379.6)
21	S	16074.00	80349.00	23805.00	16073.93	96864.13	28438.00	1.201696.5(379.6)
22	S	15372.00	80505.00	23805.00	15372.20	96293.32	28189.47	1.201696.5(379.6)
23	S	15996.00	27760.00	71577.00	15996.03	51000.96	132020.92	1.841696.5(379.6)
24	S	15294.00	27916.00	71577.00	15294.15	51545.61	130422.40	1.831696.5(379.6)
25	S	17043.00	27585.00	24200.00	17043.25	86231.90	75290.49	3.121696.5(379.6)
26	S	14703.00	28105.00	24200.00	14703.03	84807.17	73199.08	3.021696.5(379.6)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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	185.0	123.0	0.00326	179.5	115.3	-0.00735	-179.5	-115.3
2	0.00350	185.0	123.0	0.00326	179.5	115.3	-0.00803	-179.5	-115.3
3	0.00350	185.0	123.0	0.00323	179.5	115.3	-0.00733	-179.5	-115.3
4	0.00350	185.0	123.0	0.00321	179.5	115.3	-0.00771	-179.5	-115.3
5	0.00350	185.0	123.0	0.00322	179.5	115.3	-0.00756	-179.5	-115.3
6	0.00350	100.0	150.0	0.00319	98.6	141.0	-0.00801	-98.6	-141.0
7	0.00350	185.0	123.0	0.00326	179.5	115.3	-0.00783	-179.5	-115.3
8	0.00350	242.0	47.0	0.00326	233.5	43.3	-0.00822	-233.5	-43.3
9	0.00350	185.0	123.0	0.00324	179.5	115.3	-0.00740	-179.5	-115.3
10	0.00350	185.0	123.0	0.00324	179.5	115.3	-0.00764	-179.5	-115.3
11	0.00350	185.0	123.0	0.00325	179.5	115.3	-0.00821	-179.5	-115.3
12	0.00350	242.0	47.0	0.00325	233.5	43.3	-0.00882	-233.5	-43.3
13	0.00350	185.0	123.0	0.00322	179.5	115.3	-0.00793	-179.5	-115.3
14	0.00350	185.0	123.0	0.00319	179.5	115.3	-0.00841	-179.5	-115.3
15	0.00350	185.0	123.0	0.00319	179.5	115.3	-0.00841	-179.5	-115.3
16	0.00350	185.0	123.0	0.00320	179.5	115.3	-0.00832	-179.5	-115.3
17	0.00350	185.0	123.0	0.00318	179.5	115.3	-0.00871	-179.5	-115.3
18	0.00350	242.0	47.0	0.00324	233.5	43.3	-0.00887	-233.5	-43.3
19	0.00350	185.0	123.0	0.00324	179.5	115.3	-0.00901	-179.5	-115.3
20	0.00350	185.0	123.0	0.00323	179.5	115.3	-0.00804	-179.5	-115.3
21	0.00350	100.0	150.0	0.00312	98.6	141.0	-0.00952	-98.6	-141.0
22	0.00350	100.0	150.0	0.00312	98.6	141.0	-0.00964	-98.6	-141.0
23	0.00350	185.0	123.0	0.00324	179.5	115.3	-0.00874	-179.5	-115.3
24	0.00350	185.0	123.0	0.00323	179.5	115.3	-0.00879	-179.5	-115.3
25	0.00350	185.0	123.0	0.00318	179.5	115.3	-0.00862	-179.5	-115.3
26	0.00350	185.0	123.0	0.00317	179.5	115.3	-0.00897	-179.5	-115.3

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	42 di 60

1	0.000017077	0.000019406	-0.002046147	----	----
2	0.000020933	0.000016372	-0.002386403	----	----
3	0.000013099	0.000025409	-0.002048687	----	----
4	0.000011105	0.000030048	-0.002250368	----	----
5	0.000012650	0.000027056	-0.002168176	----	----
6	0.000009718	0.000032908	-0.002407950	----	----
7	0.000019688	0.000017436	-0.002286902	----	----
8	0.000021663	0.000015712	-0.002480866	----	----
9	0.000014824	0.000023047	-0.002077139	----	----
10	0.000015197	0.000023505	-0.002202543	----	----
11	0.000019693	0.000019022	-0.002482935	----	----
12	0.000023201	0.000014229	-0.002783317	----	----
13	0.000014311	0.000026066	-0.002353704	----	----
14	0.000011743	0.000032020	-0.002610994	----	----
15	0.000011743	0.000032020	-0.002610994	----	----
16	0.000012819	0.000029985	-0.002559594	----	----
17	0.000011070	0.000034312	-0.002768314	----	----
18	0.000022870	0.000016581	-0.002813886	----	----
19	0.000022928	0.000017418	-0.002884033	----	----
20	0.000015873	0.000024158	-0.002407902	----	----
21	0.000005029	0.000041315	-0.003200250	----	----
22	0.000005055	0.000041712	-0.003262386	----	----
23	0.000020817	0.000019505	-0.002750308	----	----
24	0.000020727	0.000019881	-0.002779756	----	----
25	0.000011604	0.000033095	-0.002717501	----	----
26	0.000011830	0.000034214	-0.002896871	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 3.1 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1144.65	48902.65	8079.59318.5	283.0	332.3	1.000	1.106	10.3	73.0(0.0)
2	S	1209.96	48124.62	8864.75348.4	310.5	299.8	1.000	1.100	10.0	73.0(0.0)
3	S	1101.33	51725.68	7344.44288.6	257.2	388.2	1.000	1.102	10.9	73.0(0.0)
4	S	1531.06	53079.90	7107.16278.7	248.9	412.5	1.000	1.100	15.7	73.0(0.0)
5	S	1576.45	51780.33	7281.69285.4	255.0	394.3	1.000	1.096	15.8	73.0(0.0)
6	S	1605.54	54243.64	6993.23273.7	244.9	429.3	1.000	1.098	16.8	73.0(0.0)
7	S	1435.50	48029.22	8600.22338.1	301.2	308.5	1.000	1.100	12.2	73.0(0.0)
8	S	1480.20	48122.44	9041.71354.7	316.7	295.1	1.000	1.096	11.9	73.0(0.0)
9	S	1244.32	50432.32	7609.14298.6	266.5	366.8	1.000	1.098	11.9	73.0(0.0)
10	S	1294.56	49689.02	7652.08299.3	268.0	362.5	1.000	1.088	12.3	73.0(0.0)
11	S	988.01	46811.19	8490.43332.1	297.4	309.5	1.000	1.082	8.5	73.0(0.0)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	43 di 60

12	S	1044.42	47731.65	9464.63368.8	331.5	284.8	1.000	1.076	8.1	73.0(0.0)
13	S	934.16	50142.07	7492.24291.8	262.4	377.1	1.000	1.078	9.1	73.0(0.0)
14	S	1356.31	51708.06	7193.35279.6	251.9	405.9	1.000	1.076	13.8	73.0(0.0)
15	S	1356.31	51708.06	7193.35279.6	251.9	405.9	1.000	1.076	13.8	73.0(0.0)
16	S	1491.83	50658.21	7305.90283.8	255.9	393.1	1.000	1.072	14.9	73.0(0.0)
17	S	1334.26	52205.15	7135.26276.9	249.9	414.0	1.000	1.074	13.6	73.0(0.0)
18	S	1292.32	46892.40	9125.78355.7	319.6	290.2	1.000	1.076	10.3	73.0(0.0)
19	S	1335.26	46384.71	9045.07352.2	316.8	290.7	1.000	1.072	10.8	73.0(0.0)
20	S	1169.97	48304.38	7729.31301.0	270.7	353.6	1.000	1.074	11.0	73.0(0.0)
21	S	5607.52	53413.59	6971.49269.6	244.2	436.0	1.000	1.068	58.7	73.0(0.0)
22	S	6679.13	53250.18	6983.07269.7	244.6	435.1	1.000	1.065	69.8	73.0(0.0)
23	S	6630.28	45742.98	8611.39335.2	301.6	302.4	1.000	1.067	56.2	73.0(0.0)
24	S	4913.36	45533.66	8574.29333.4	300.3	303.1	1.000	1.064	41.8	73.0(0.0)
25	S	2371.73	51617.48	7185.16278.8	251.7	407.2	1.000	1.072	24.1	73.0(0.0)
26	S	2367.36	51010.76	7217.86279.1	252.8	404.3	1.000	1.062	23.9	73.0(0.0)

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.25	185.0	123.0	-3.1	-179.5	-115.3	1760	77.8
2	S	2.57	185.0	123.0	-1.3	-179.5	-115.3	275	7.1
3	S	3.05	185.0	123.0	-11.7	-179.5	-115.3	3703	190.9
4	S	2.77	185.0	123.0	-5.8	-179.5	-115.3	1148	56.5
5	S	3.52	185.0	123.0	-20.2	-179.5	-115.3	5357	233.3
6	S	3.94	185.0	123.0	-30.9	-179.5	-115.3	6554	268.6
7	S	3.75	100.0	150.0	-26.0	-98.6	-141.0	6605	268.6
8	S	2.74	185.0	123.0	-6.5	-179.5	-115.3	2248	134.3
9	S	3.10	185.0	123.0	-14.6	-179.5	-115.3	4903	233.3
10	S	3.01	185.0	123.0	-11.6	-179.5	-115.3	2844	148.4

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
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; = (e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	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	-0.00002	0	0.500	30.0	75	0.00001 (0.00001)	370	0.003 (0.20)	48358.04	158894.44

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	44 di 60

2	S	-0.00001	0	0.500	30.0	75	0.00000 (0.00000)	453	0.002 (0.20)	114283.69	241893.30
3	S	-0.00006	0	0.500	30.0	75	0.00004 (0.00004)	354	0.012 (0.20)	28584.31	74563.61
4	S	-0.00003	0	0.500	30.0	75	0.00002 (0.00002)	358	0.006 (0.20)	55383.45	80384.62
5	S	-0.00011	0	0.500	30.0	75	0.00006 (0.00006)	372	0.023 (0.20)	37859.53	32820.55
6	S	-0.00017	0	0.500	30.0	75	0.00009 (0.00009)	379	0.035 (0.20)	30440.48	30890.85
7	S	-0.00014	0	0.500	30.0	75	0.00008 (0.00008)	380	0.030 (0.20)	35672.20	27134.31
8	S	-0.00004	0	0.500	30.0	75	0.00002 (0.00002)	340	0.007 (0.20)	37699.26	103436.46
9	S	-0.00008	0	0.500	30.0	75	0.00004 (0.00004)	362	0.016 (0.20)	24631.81	68308.07
10	S	-0.00006	0	0.500	30.0	75	0.00003 (0.00003)	353	0.012 (0.20)	37321.97	56390.94

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.05	185.0	123.0	4.8	-179.5	-115.3	----	----
2	S	2.27	185.0	123.0	-0.1	-179.5	-115.3	263	7.1
3	S	2.20	100.0	150.0	1.6	-98.6	-141.0	----	----
4	S	2.76	100.0	150.0	-7.5	-98.6	-141.0	2196	113.1
5	S	2.84	100.0	150.0	-10.2	-98.6	-141.0	3344	169.6
6	S	2.93	100.0	150.0	-11.1	-98.6	-141.0	3395	197.9
7	S	2.15	185.0	123.0	1.6	-179.5	-115.3	----	----
8	S	2.27	185.0	123.0	-1.2	-179.5	-115.3	289	7.1
9	S	2.16	185.0	123.0	1.0	-179.5	-115.3	----	----
10	S	1.76	185.0	123.0	4.2	-179.5	-115.3	----	----

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	-0.00022	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	2442.35	0.00
2	S	0.00000	0	0.500	30.0	75	0.00000 (0.00000)	445	0.000 (0.20)	270765.93	500858.62
3	S	-0.00030	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	3411.24	47159.71
4	S	-0.00004	0	0.500	30.0	75	0.00002 (0.00002)	354	0.008 (0.20)	63742.44	28986.61
5	S	-0.00006	0	0.500	30.0	75	0.00003 (0.00003)	356	0.011 (0.20)	51610.68	35229.72
6	S	-0.00006	0	0.500	30.0	75	0.00003 (0.00003)	342	0.011 (0.20)	53331.04	21110.10
7	S	-0.00028	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	4472.10	48614.38
8	S	-0.00001	0	0.500	30.0	75	0.00000 (0.00000)	463	0.002 (0.20)	112743.98	225767.89
9	S	-0.00030	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	3411.24	47159.71
10	S	-0.00020	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	5025.19	50854.47

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.88	185.0	123.0	2.5	-179.5	-115.3	----	----

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	-0.00021	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	4692.27	50197.02

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 :

$$N_{\max} = 5678 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 8866 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 806 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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 (vedi figura seguente), 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.

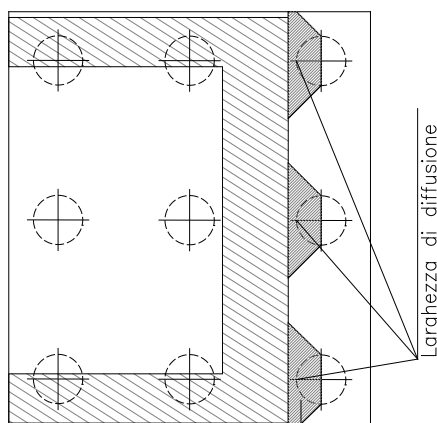
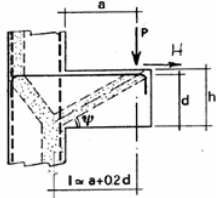


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

- 1 $P_R \geq P_{Ed}$
- 2 $P_{Rc} \geq P_{Rs}$

Dati di progetto

b(m)=	3.60	m	dimensione trasversale verifica
P_{Ed} (KN) =	8866.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H_{Ed} (KN) =	806.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	3.60	m	distanza P da incastro
h(m) =	2.50	m	spessore mensola
δ (m) =	0.12	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	2.38	m	altezza utile
l(m) =	4.08	m	a+0,2d
λ =	1.90		$\lambda = \text{ctg} \psi \geq 1 (0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

c(m) = 1.00

Caratteristiche Materiali

f_{cd} =	14.1	MPa	Calcestruzzo
f_{yd} =	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo R1					
n° R1 =	1	ϕ 1(mm) =	24.0	p1(cm) =	10.0
A_{ϕ} i (mm ²) =	452.39	nb tot 1 =	36.0	A_{ϕ} TOT (mm ²) =	16286.00
				A_{ϕ} CAL(mm ²) =	16286.00
Registro tipo R2					
n° R2 =	1	ϕ 2(mm) =	24.0	p2(cm) =	10.0
A_{ϕ} i (mm ²) =	452.39	nb tot 2 =	36.0	A_{ϕ} TOT (mm ²) =	16286.00
				A_{ϕ} CAL(mm ²) =	16286.00
Registro tipo R3					
n° R3 =	1	ϕ 3(mm) =	24.0	p3(cm) =	10.0
A_{ϕ} i (mm ²) =	452.39	nb tot 3 =	36.0	A_{ϕ} TOT (mm ²) =	16286.00
				A_{ϕ} CAL(mm ²) =	16286.00

Verifiche di resistenza

Ψ = rad = °

P_{RS} = KN

P_{RC} = KN

4.9.3 Palo di fondazione

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

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

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 2.5 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

	N	M	V
SLU	5678	480	192
SLU	803	480	192
SLV $q=1$	10896	2592	1037
SLV $q=1$	-5787	2592	1037

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare $\varnothing 120 \text{ cm}$

$$A_s = 42 + 42 \phi 26 \quad \text{staffe } \phi 12/20$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 43.00 \text{ m}$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto f_{cd} :	14.160 MPa	
	Resis. compr. ridotta f_{cd}' :	7.080 MPa	
	Def.unit. max resistenza $ec2$:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu :	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale E_c :	31475.0 MPa	
	Resis. media a trazione f_{ctm} :	2.560 MPa	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50 daN/cm ²	
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm	
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
		Resist. caratt. snervam. f_{yk} :	450.00 MPa
Resist. caratt. rottura f_{tk} :		450.00 MPa	
Resist. snerv. di progetto f_{yd} :		391.30 MPa	
Resist. ultima di progetto f_{td} :		391.30 MPa	
Deform. ultima di progetto E_{pu} :		0.068	
Modulo Elastico E_f :		2000000 daN/cm ²	
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $B1*B2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $B1*B2$:	0.50		
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa		

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	48 di 60

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

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

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della 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
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	51.5	42	26
2	0.0	0.0	46.8	42	26

ARMATURE A TAGLIO

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

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	5678.00	480.00	192.00
2	803.00	480.00	192.00
3	10896.00	2592.00	1037.00
4	-5787.00	2592.00	1037.00
5	0.00	1.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	4121.00	335.00	0.00
2	1183.00	335.00	0.00

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	49 di 60

N°Comb.	N	Mx	My
1	3550.00	224.00 (2442.35)	0.00 (0.00)
2	1680.00	224.00 (270765.93)	0.00 (500858.62)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.1 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	5678.00	480.00	5678.26	6879.91	14.33	446.0(33.9)
2	S	803.00	480.00	803.05	6513.85	13.57	446.0(33.9)
3	S	10896.00	2592.00	10895.93	6426.79	2.48	446.0(33.9)
4	S	-5787.00	2592.00	-5787.22	4970.04	1.92	446.0(33.9)
5	S	0.00	1.00	0.00	6384.15	999.00	446.0(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00299	0.0	51.5	-0.00313	0.0	-51.5
2	0.00350	0.0	60.0	0.00285	0.0	51.5	-0.00500	0.0	-51.5
3	0.00350	0.0	60.0	0.00308	0.0	51.5	-0.00195	0.0	-51.5
4	0.00350	0.0	60.0	0.00247	0.0	51.5	-0.00999	0.0	-51.5
5	0.00350	0.0	60.0	0.00282	0.0	51.5	-0.00542	0.0	-51.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
--------	---	---	---	-----	--------

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	50 di 60

1	0.000000000	0.000059419	-0.000065137	----	----
2	0.000000000	0.000076191	-0.001071445	----	----
3	0.000000000	0.000048922	0.000564674	----	----
4	0.000000000	0.000120943	-0.003756602	----	----
5	0.000000000	0.000080008	-0.001300493	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	192.00	2466.57	1565.55	93.3 74.1	109.0	2.500	1.250	2.6	21.6(0.0)
2	S	192.00	2217.43	1673.50	93.9 79.2	109.1	2.500	1.050	2.5	21.6(0.0)
3	S	1037.00	1458.68	1470.11	93.6 69.6	107.4	2.500	0.799	15.2	21.6(0.0)
4	S	1037.00	2156.15	1868.45	97.3 88.5	99.8	2.500	1.000	12.0	21.6(0.0)
5	S	0.00	3097.76	676.35	93.9 80.1	109.3	1.000	1.000	0.0	21.6(0.0)

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.39	0.0	123.0	20.2	0.0	-51.5	----	----
2	S	1.80	0.0	123.0	-5.5	0.0	-51.5	366	15.9

COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]

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

Ver. Esito della verifica
e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ 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 Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	51 di 60

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	-0.00002	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	48358.04	158894.44
2	S	-0.00004	0	0.500	26.0	72	0.00002 (0.00002)	346	0.006 (0.20)	1938.20	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.71	0.0	123.0	20.1	0.0	-51.5	----	----
2	S	1.67	0.0	123.0	4.5	0.0	-51.5	----	----

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	-0.00022	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	2442.35	0.00
2	S	0.00000	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	270765.93	500858.62

4.10 Escursione Longitudinale, giunti e varchi

Le escursioni longitudinali che i vincoli mobili devono consentire, sono state determinate in accordo con quanto indicato nel §2.1.5 della specifica RFI per i ponti [3].

Per i ponti e viadotti costituiti da una serie di travi semplicemente appoggiate l'entità dell'escursione totale dei giunti e degli apparecchi d'appoggio viene valutato mediante la seguente relazione:

$$EL = k_1 \cdot (E_1 + E_2 + E_3) = k_1 \cdot (2 \cdot Dt + 4 \cdot dEd \cdot k_2 + 2 \cdot deg)$$

dove:

E_1 = spostamento dovuto alla variazione termica uniforme;

E_2 = spostamento dovuto alla risposta della struttura all'azione sismica;

E_3 = spostamento dovuto all'azione sismica fra le fondazioni di strutture non collegate;

k_1 = 0,45 coefficiente che tiene conto della non contemporaneità dei valori massimi corrispondenti a ciascun evento singolo;

k_2 = 0,55 coefficiente legato alla probabilità di moto in controfase di due pile adiacenti;

dEd = è lo spostamento relativo totale tra le parti, pari allo spostamento dE prodotto dall'azione sismica di progetto, calcolato come indicato nel §7.3.3.3 delle NTC [1];

deg = è lo spostamento relativo tra le parti dovuto agli spostamenti relativi del terreno, da valutare secondo il §3.2.3.3 e §3.2.4.2 delle NTC [1];

In favore di sicurezza $deg = d_{ij \max} =$

$$d_{ij \max} = 1,25 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2}$$

Dove d_{gi} e d_{gj} sono gli spostamenti massimi del suolo nei punti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche locali del sottosuolo:

$$d_g = 0,025 \cdot a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D$$

In ogni caso, dovrà risultare:

$$EL \geq E_0 \quad e \quad EL \geq E_i \quad \text{con } i = 1, 2, 3$$

dove:

E_0 = escursione valutata secondo i criteri validi nelle zone non sismiche;

E_i = il maggiore dei due termini indicati nella espressione precedente.

Nei casi in cui anche una sola delle due precedenti disuguaglianze non risultasse verificata, dovrà assumersi

$$EL = \max(E0; Ei).$$

Per garantire un valore minimo di escursione, in funzione della sismicità del sito, il valore EL dovrà essere assunto non minore di:

$$EL \geq 3,3 \cdot L/1000 + 0,1 \text{ m e } EL \geq 0,15 \text{ m per } ag(SLV) \geq 0,25 \text{ g}$$

$$EL \geq 2,3 \cdot L/1000 + 0,073 \text{ m e } EL \geq 0,10 \text{ m per } ag(SLV) < 0,25 \text{ g}$$

dove:

L = la lunghezza del ponte (m).

- a) La corsa degli apparecchi d'appoggio mobili deve essere non inferiore a

$$EC_{min} = \pm(EL/2 + EL/8) \text{ con un minimo di } \pm(EL/2 + 15 \text{ mm}).$$

- b) Il giunto fra le testate di due travi adiacenti dovrà consentire una escursione totale pari a:

$$EG_{min} = \pm(EL/2 + 10 \text{ mm})$$

- c) Il varco da prevedere fra le testate degli impalcati adiacenti, a temperatura media ambiente, dovrà essere non inferiore a:

$$EV_{min} = EL/2 + 20 \text{ mm}$$

- d) Il ritegno sismico dovrà essere disposto ad una distanza, dal bordo della trave supportata dal vincolo mobile, pari a:

$$ER_{min} = V - 10 \text{ mm}$$

Di seguito vengono valutati preliminarmente i diversi contributi relativi alle diverse azioni (termica, sismica e moto delle fondazioni) e successivamente vengono riportati i calcoli delle diverse grandezze.

a_g		0.168	g
F_0		2.99	
S_s		1	
S_t		1	
T_c		0.42	s
T_D		2.27	s
Accel. massima al suolo	$S \cdot a_{gmax}$	0.17	g
Accel. massima spettro (plateau)	$F_0 \cdot S \cdot a_{gmax}$	0.50	g
Inerzia Pila asse y	J_{yy}	7.97	m ⁴
Altezza pila	h1	11.5	m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	54 di 60

Altezza baricentro impalcato	h_2	1.8	m	
Altezza totale	$h=h_1+h_2$	13.3		
Rigidezza Pila asse y	K	167690553	N/m	
Forza agente in fase sismica in dir.x <u>per $q=1$</u>	F	7569	kN	
Fattore di struttura	q	1		
Spostamento testa pila	$d_{Ee} = F/K$	0.045	m	
μ_d (par.7.3.3.3 NTC)		1		
Spostamento testa pila (par.7.3.3.3 NTC)	$d_E = d_{Ee} * \mu_d$	0.045	m	
k1		0.45		
k2		0.55		
d_g (par.3.2.3.2.1 NTC)		0.04	m	
d_{ij} max (par.3.2.4.2)		0.07		
Lunghezza impalcato		50	m	
Dilatazione termica impalcato	D_t	0.016	m	
E1	$2 * D_t$	0.032	m	
E2	$4 * d_E * k_2$	0.099	m	
E3	$2 * d_{ij}$ max	0.140	m	
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.077	m	Spalla - Spalla
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.122	m	Spalla - Pila
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.167	m	Pila - Pila
EL min 1		0.188	m	
EL min 2		0.100	m	
EL min	$\max(EL_{min1}; EL_{min2})$	0.188	m	
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.188	m	Spalla - Spalla
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.188	m	Spalla - Pila
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.188	m	Pila - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.2	0.118	+/- m	Spalla - Spalla
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.118	+/- m	Spalla - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.118	+/- m	Pila - Pila

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	55 di 60

Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.104	+/- m	Spalla - Spalla
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.104	+/- m	Spalla - Pila
Escursione dei giunti	par 2.5.2.1.5.3	0.104	+/- m	Pila - Pila
Ampiezza dei varchi 'V'	par 2.5.2.1.5.4	0.114	m	Pila - Pila
Ritegni sismici	par 2.5.2.1.5.5	0.104	m	Pila - Pila

4.11 Ritegni

Dati i bassi valori di sollecitazione, rispetto alla cautelatività dell'approccio adottato ed ai meccanismi resistenti ipotizzati, per l'elemento in oggetto in questa fase progettuale si omettono le verifiche SLE tensionali e a fessurazione.

Le massime forze sismiche afferenti ai differenti impalcati sono le seguenti:

Imp 50,00 m: $P_{max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{max} = 5361 \text{ kN}$

Imp 25,00 m: $P_{max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{max} = 4229 \text{ kN}$

La battuta dell'impalcato da 50m ricade all'interno del pulvino, per cui la verifica risulta non necessaria.

Il ritegno longitudinale è dunque soggetto ad una forza orizzontale pari a:

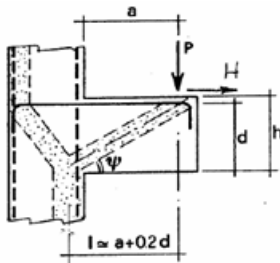
Imp 25,00 m: $P_{max} = 4229 \text{ kN}$

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche:

$B = 4,70 \text{ m}$

$H = 0,40 \text{ m}$

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

- 1 $P_R \geq P_{Ed}$
- 2 $P_{Rc} \geq P_{Rs}$

Dati di progetto

b(m)=	4.70	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN) =	4229	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN) =	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	0.50	m	distanza P da incastro
h(m) =	0.40	m	spessore mensola
δ(m) =	0.05	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	0.35	m	altezza utile
l(m) =	0.57	m	a+0,2d
λ =	1.81		λ=ctgψ≥1/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente C)

sblazi di travi (con staffatura)

c(m) = 1.50

Caratteristiche Materiali

f _{cd} =	18.8	MPa	Calcestruzzo
f _{yd} =	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo R1							
n° R1 =	1	φ1(mm) =	26.0	p1(cm) =	12.5	θ1° =	0.0
A _φ i (mm ²) =	530.93	nb tot 1 =	37.6	A _φ TOT (mm ²) =	19962.92	A _φ CAL(mm ²) =	19962.92
Registro tipo R2							
n° R2 =	0	φ2(mm) =	26.0	p2(cm) =	10.0	θ2° =	0.0
A _φ i (mm ²) =	530.93	nb tot 2 =	0.0	A _φ TOT (mm ²) =	0.00	A _φ CAL(mm ²) =	0.00
Registro tipo R3							
n° R3 =	0	φ3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0	θ3° =	0.0
A _φ i (mm ²) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	A _φ TOT (mm ²) =	0.00	A _φ CAL(mm ²) =	0.00

Verifiche di resistenza

Ψ = rad = °

P_{Rs} = KN

P_{Rc} = KN

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	58 di 60

Il ritegno trasversale è dunque soggetto ad una forza orizzontale pari a:

(Imp 50,00 m)/2: $P_{max} = 2680$ kN lato imp. 50m

(Imp 25,00 m)/2: $P_{max} = 2115$ kN lato imp. 25m

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche (lato imp.50m):

$B = 1,75$ m

$H = 0,70$ m

Dati di progetto

$b(m) =$	1.75	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	2680	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	0.50	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	0.70	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.06	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	0.64	m	altezza utile
$l(m) =$	0.63	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.09		$\lambda = ctg\psi \approx l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)

$c(m) = 1.50$

Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	18.8	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	24.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb\ tot\ 1 =$	17.5	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	7916.81	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	7916.81
Registro tipo	R2						
$n^{\circ} R2 =$	0	$\phi 2(mm) =$	26.0	$p2(cm) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 2 =$	0.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	0.00	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	0.00
Registro tipo	R3						
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 3 =$	0.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	0.00	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$ rad = °

$P_{RS} =$ KN

$P_{RC} =$ KN

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	59 di 60

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche (lato imp.25m):

$$B = 0,50 \text{ m}$$

$$H = 0,90 \text{ m}$$

Dati di progetto

$b(m) =$	0.50	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	2115	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	0.50	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	0.90	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	0.80	m	altezza utile
$l(m) =$	0.66	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	0.92		$\lambda = ctg\psi \approx l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)

$c(m) = 1.50$

Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	18.8	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1 (mm) =$	26.0	$p1 (cm) =$	10	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 1 =$	5.0	$A_{\phi} \text{ TOT } (mm^2) =$	2654.64	$A_{\phi} \text{ CAL} (mm^2) =$	2654.64
Registro tipo	R2						
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2 (mm) =$	26.0	$p2 (cm) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 2 =$	5.0	$A_{\phi} \text{ TOT } (mm^2) =$	2654.64	$A_{\phi} \text{ CAL} (mm^2) =$	2654.64
Registro tipo	R3						
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3 (mm) =$	26.0	$p3 (cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi} \text{ TOT } (mm^2) =$	0.00	$A_{\phi} \text{ CAL} (mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$$\Psi = 0.829 \text{ rad} = 47.49^{\circ}$$

$$P_{RS} = 2264.7 \text{ KN} \quad PR_s > P_{Ed} - \text{Verifica Soddisfatta}$$

$$P_{RC} = 2451.8 \text{ KN} \quad PR_c > PR_s - \text{Verifica Soddisfatta}$$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 006	C	60 di 60

Il pulvino è soggetto ad una forza verticale pari a:

$P_{max} = 4727$ kN (scarico massimo SLU appoggi)

Le sollecitazioni vengono applicate ad una sezione avente le seguenti caratteristiche:

$B = 3,50$ m

$H = 2,00$ m

Dati di progetto

$b(m) =$	3.50	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	4727	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	141.82	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	2.30	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	2.00	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	1.90	m	altezza utile
$l(m) =$	2.68	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.57		$\lambda = ctg\psi \approx l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)

Caratteristiche Materiali

$f_{cd} =$	18.8	MPa	Calcestruzzo
$f_{yd} =$	391.0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1				
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	24.0	$p1(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 1 =$	35.0	$A_{\phi} \text{ TOT } (mm^2) =$	15833.61
				$A_{\phi} \text{ CAL}(mm^2) =$	15833.61
Registro tipo	R2				
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	24.0	$p2(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 2 =$	35.0	$A_{\phi} \text{ TOT } (mm^2) =$	15833.61
				$A_{\phi} \text{ CAL}(mm^2) =$	15833.61
Registro tipo	R3				
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi} \text{ TOT } (mm^2) =$	0.00
				$A_{\phi} \text{ CAL}(mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$ rad = °

$P_{RS} =$ KN

$P_{RC} =$ KN