

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 1/2

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 09 CL IV0100 005 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.01.0.0.005.C

n. Elab.: 09 589

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.

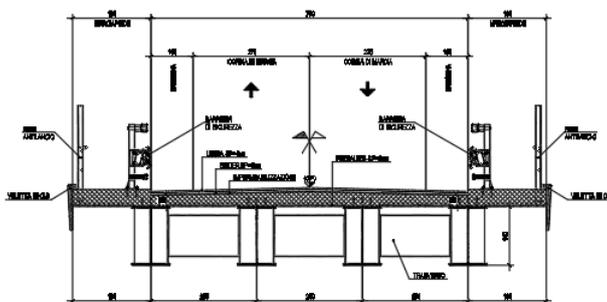
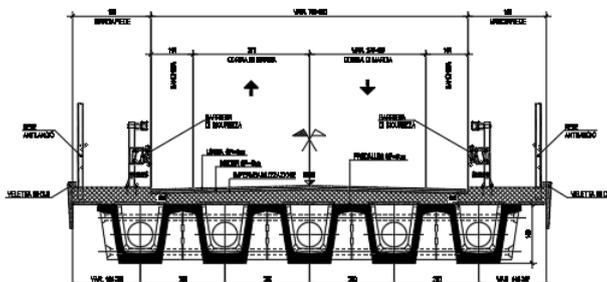
Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

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.



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 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	9 di 59

		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 5.00m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 3.5x 12.50m ed altezza 2.00m.

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	2.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	3.5	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	12.50	m
Area Sezione		43.75	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.00	m
Pila			
Altezza	H_m	5.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	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}	-1.00	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)		-1.00	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	50	m
Peso Proprio	G ₁	140	kN/m
Permanenti portati	G ₂	60	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	4	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R ₁	875.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R ₁	375.0	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]

sx

Appoggio	A			B			C			D			biz
	FZ	FX	FY										
Descrizione carico	[kN]	[m]											
Peso proprio G1	880			880			880			880			0.00
Permanenti G2	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													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													3.00
Comb. MTmax Q folla	265			72			40			-60			0.00
Comb. MLmax Q1													0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura													3.00
Comb. MLmax Q4 centrifuga													3.00
Comb. MLmax Q folla													0.00
Vento Ponte Scarico						123			123				3.80
Vento Ponte Carico						185			185				4.50
Attrito permanente		38	38		38	38		38	38		38	38	0.00
Attrito carichi mobili		21	21		14	14		12	12		11	11	0.00
Sisma longitudinale													2.80
Sisma trasversale						1125			1125				2.80
Sisma verticale	145			145			145			145			0.00
Sisma longitudinale		0			0			0			0		2.80
Sisma trasversale			0			1241			1241			0	2.80
Sisma verticale	145			145			145			145			0.00
Sisma longitudinale		0			0			0			0		2.80
Sisma trasversale			0			1688			1688			0	2.80
Sisma verticale	145			145			145			145			0.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			C			D			biz
	FZ	FX	FY										
Descrizione carico	[kN]	[m]											
Peso proprio G1	880			880			880			880			0.00
Permanenti G2	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													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													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													3.00
Comb. MLmax Q folla	205			32			32			205			0.00
Vento Ponte Scarico						123			123				3.80
Vento Ponte Carico						185			185				4.50
Attrito permanente		38	38		38	38		38	38		38	38	0.00
Attrito carichi mobili		21	21		22	22		18	18		12	12	0.00
Sisma longitudinale		0			2245			2245				0	2.80
Sisma trasversale			0			1125			1125			0	2.80
Sisma verticale	145			145			145			145			0.00
Sisma longitudinale		0			2476			2476			0		2.80
Sisma trasversale			0			1241			1241			0	2.80
Sisma verticale	145			145			145			145			0.00
Sisma longitudinale		0			3367			3367			0		2.80
Sisma trasversale			0			1688			1688			0	2.80
Sisma verticale	145			145			145			145			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	12	12	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.47	2.47	
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	2.47	2.47	
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	9.8	14.8	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.19	2.47	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	9.8	14.8	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	9.8	9.8	kN/m
Luce impalcato	L	50	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	246	246	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	14.8	14.8	kN/m
Luce impalcato	L	50	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	370	370	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

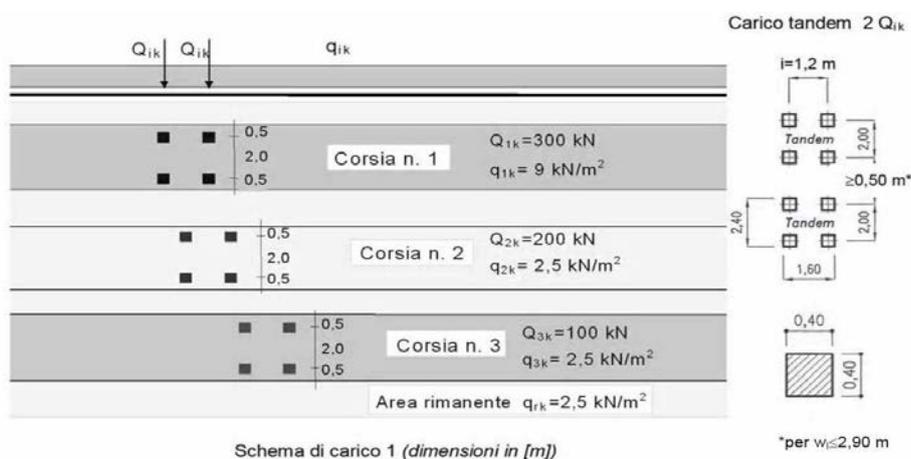
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	19 di 59

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	7.00	7	m	
Coefficiente di topografia	ct	1	1		
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.13	2.13		
		dir.x	dir.x		
Altezza (dir.z)	h	2.00	5.00	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	12.50	5.00	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	3.5	3	m	
Rapporto di forma	d/b	0.28	0.60		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.11	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	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	1.92	1.34	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	25	25	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	48	33	kN	
		dir.y	dir.y		
Altezza (dir.z)	h	2.00	5.00	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	3.5	3	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	12.5	5	m	
Rapporto di forma	d/b	3.57	1.67		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	1.24	1.79		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1	1	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.29	0.33		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.50	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	0.71	1.02	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	7	15	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	5	15	kN	
Riepilogo					
Vento x					
Pulvino	F	48	kN		
Pila	F	33	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	7.00	m		
Forza totale	F Tot	82	kN		
Vento y					
Pulvino	F	5	kN		
Pila	F	15	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	7.00	m		
Forza totale	F Tot	20	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.

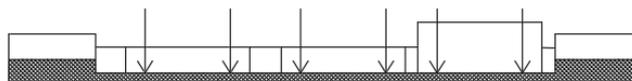
Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

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:

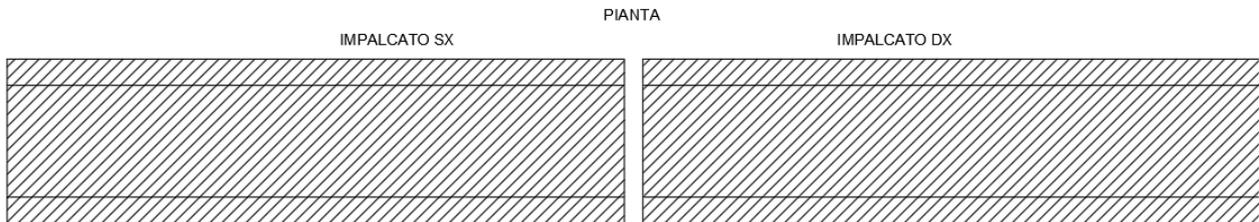
- N max, massimo sforzo normale per la pila: il carico è presente su entrambi gli impalcati, con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

SEZIONE TRASVERSALE

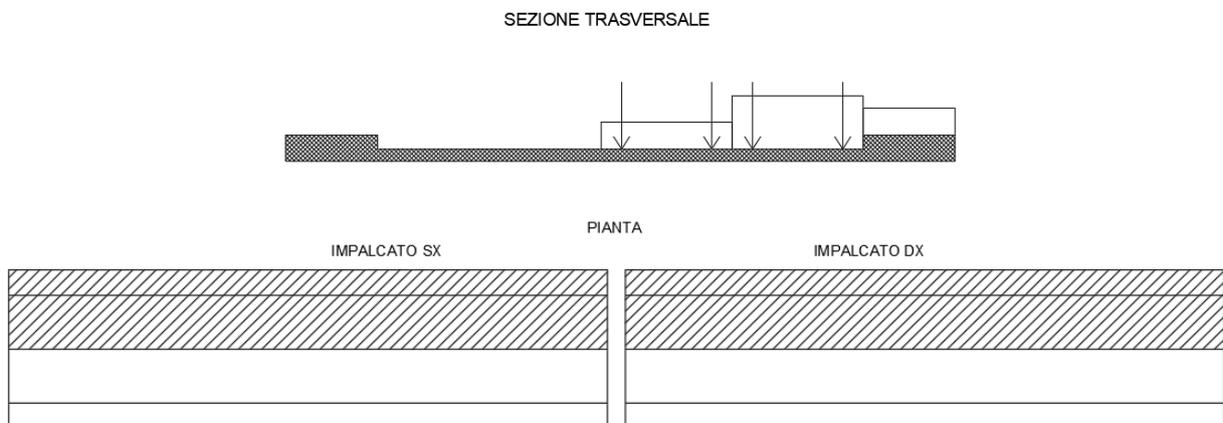


RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

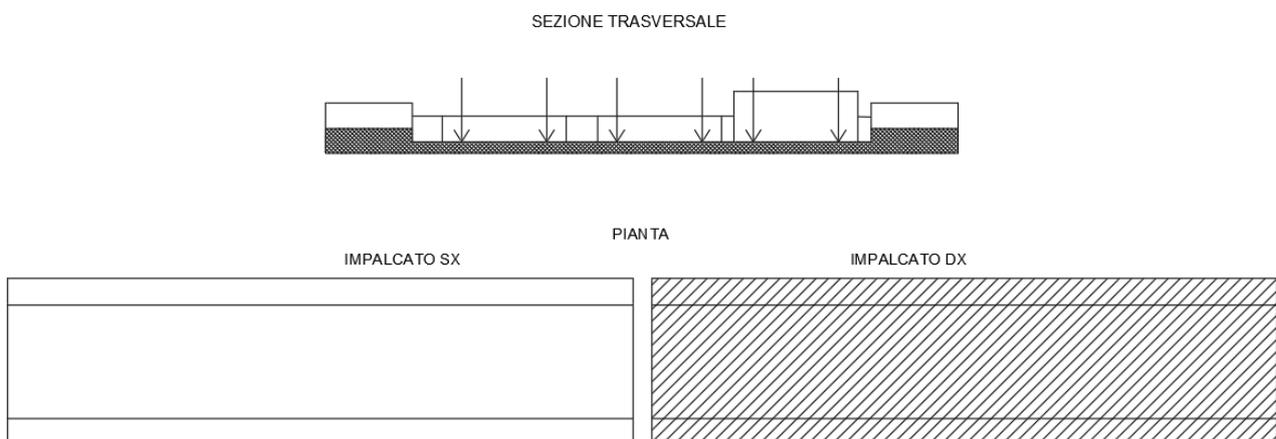
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	21 di 59



- 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	100000	m
n° corsie	3	
Qv	1200	kN
q4	0	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

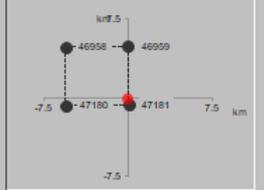
Ricerca per comune

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

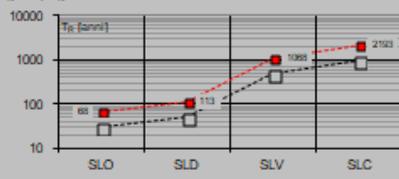
Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : 112.5 info

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

Stati limite di esercizio - SLE	Stati limite ultimi - SLU
SLO - $P_{VR} - 8\%$: 68	SLV - $P_{VR} - 10\%$: 106.8
SLD - $P_{VR} - 6\%$: 113	SLC - $P_{VR} - 5\%$: 2193

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

Strategia di progettazione

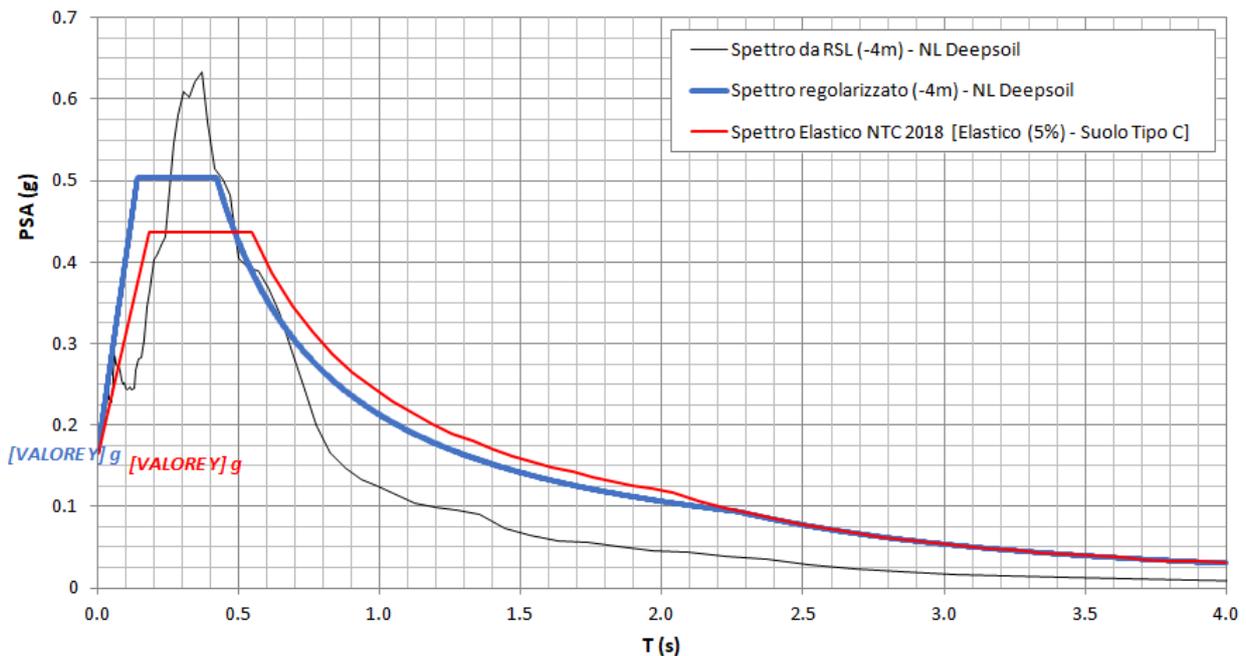


LEGENDA GRAFICO
 - - □ - - Strategia per costruzioni ordinarie
 - - ■ - - Strategia scelta

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

Per il viadotto in esame è stato effettuato uno specifico studio di Risposta Simica 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 $L= 9.80$ m.

Condizione Sismica			
Massa sismica impalcato dir x	mix	10658	kN
Massa efficace pila dir x	mpx	2730	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	13388	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	mix/5	2132	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi _y	10658	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp _y	2730	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	13388	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi _y /5	2132	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	miz	10658	kN
Massa efficace pila dir. Z	mp _z	2730	kN
Massa complessiva dir. Z	miz + mp _z	13388	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	miz/5	2132	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
Rigidezza Pila asse y	K _y	838330542.5	N/m
Rigidezza Pila asse x	K _x	2156308171	N/m
rigidezza Pila asse z	K _z	61332857143	N/m
Periodo x	T _x	0.25	s
Periodo y	T _y	0.16	s
Periodo z	T _z	0.03	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 - Taglianti Totali

q=1.5

Tagliante direzione x	F x	4489	kN
Tagliante direzione y	F y	4489	kN
Tagliante direzione z	F z	1125	kN

q=1.36

Tagliante direzione x	F x	4951	kN
Tagliante direzione y	F y	4951	kN
Tagliante direzione z	F z	1125	kN

q=1

Tagliante direzione x	F x	6734	kN
Tagliante direzione y	F y	6734	kN
Tagliante direzione z	F z	1125	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%.

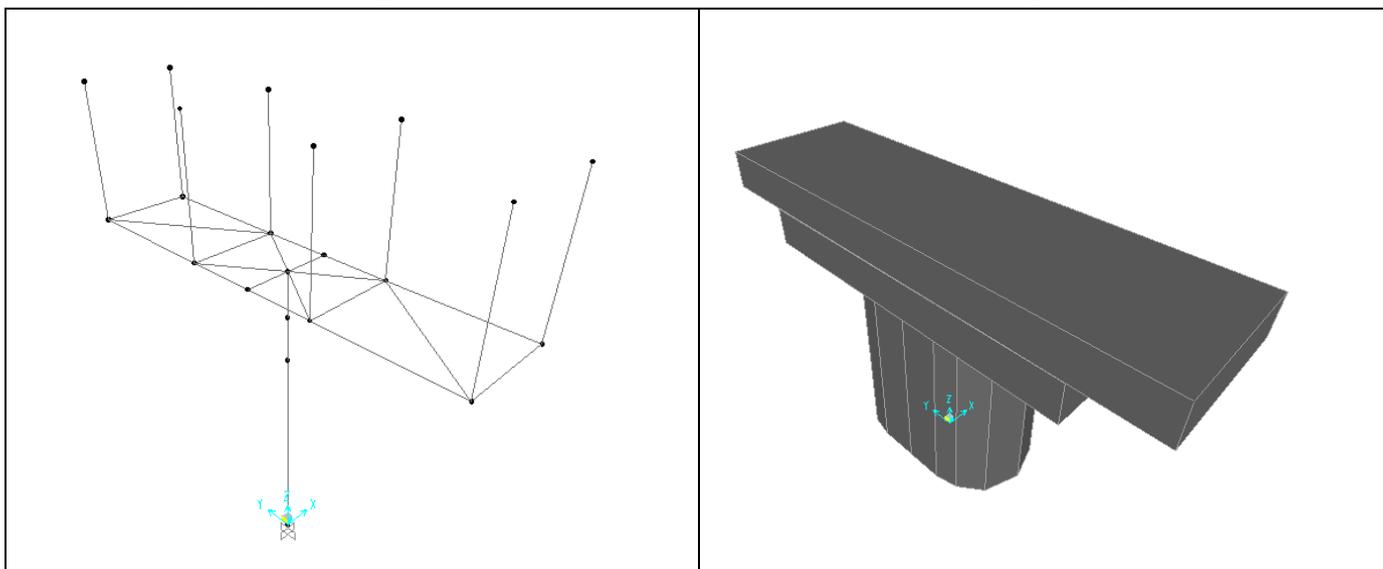


Figura 1: Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

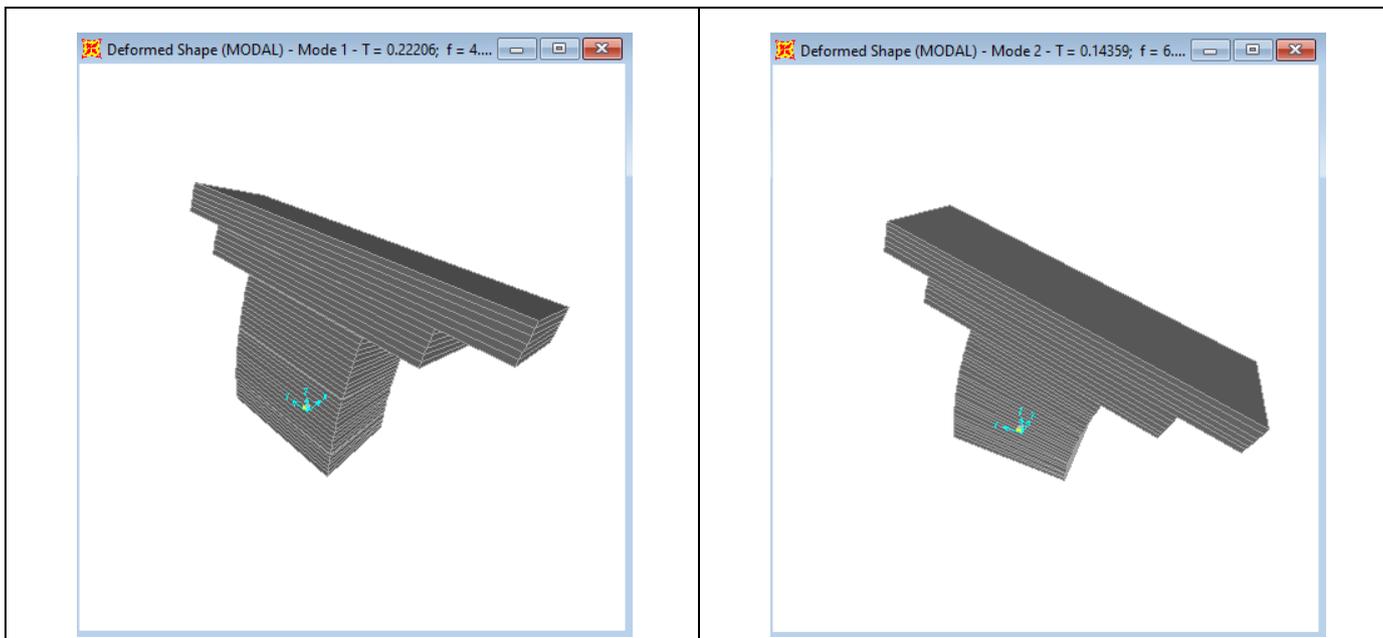


Figura 2: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)

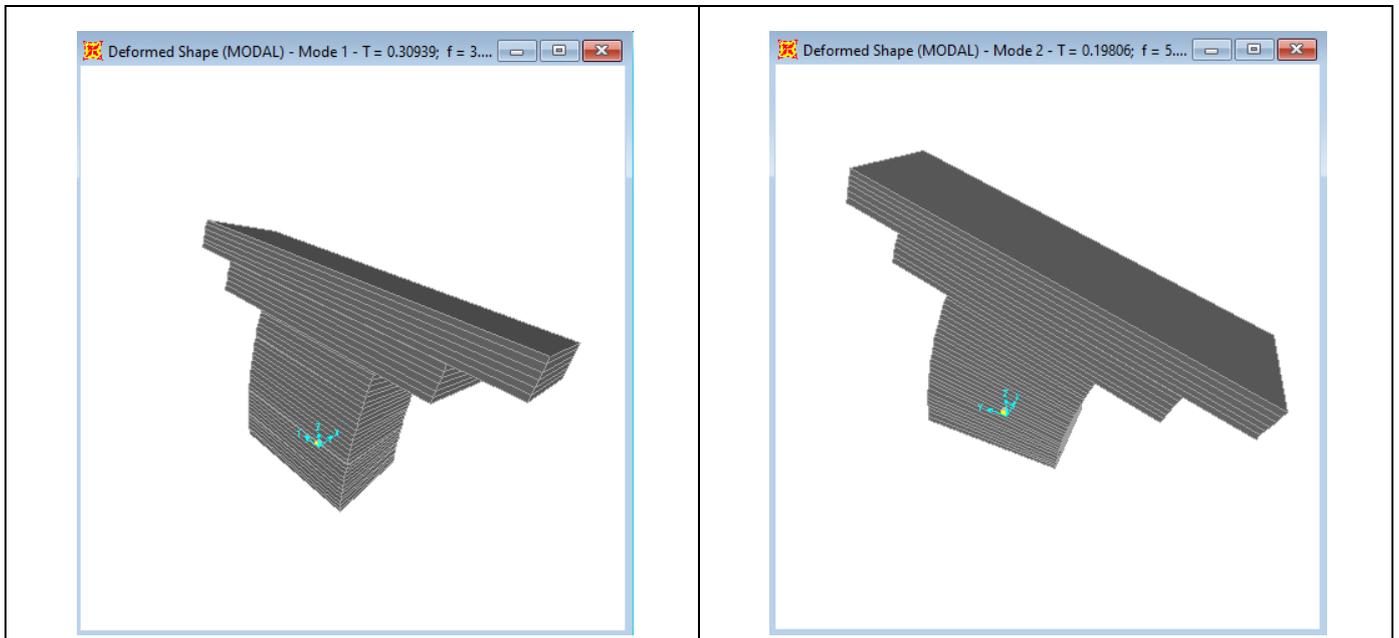


Figura 3: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)

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

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

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	3814			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		82		0.00	0.00	7.00	0	571
Vento su pila dir.y			20.3	0.00	0.00	7.00	142	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	3814			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		82		0.00	0.00	9.50	0	775
Vento su pila dir.y			20.2552781	0.00	0.00	9.50	192	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	19342	549	1142	11784	4089
A2 - SLU - MT max gr.1	17874	549	1142	20007	4089
A2 - SLU - ML max gr.1	17859	613	1126	11668	7380
A2 - SLU - N max gr.2	17851	1690	1142	11612	16011
A2 - SLU - MT max gr.2	16885	1690	1142	16477	16011
A2 - SLU - ML max gr.2	16943	1183	1126	11498	12425
A2 - SLU - N max gr.3	17851	549	1142	11612	4089
A2 - SLU - MT max gr.3	16885	549	1142	16477	4089
A2 - SLU - ML max gr.3	16943	613	1126	11498	6464
A2 - SLU - Vento ponte scarico	15014	505	1065	10353	3718
A2 - SLU - N max gr.1	18382	457	1050	11098	3403
A2 - SLU - MT max gr.1	16914	457	1050	19321	3403
A2 - SLU - ML max gr.1	16899	520	1034	10982	6693
A2 - SLU - N max gr.2	16891	1598	1050	10926	15324
A2 - SLU - MT max gr.2	15925	1598	1050	15790	15324
A2 - SLU - ML max gr.2	15983	1091	1034	10811	11738
A2 - SLU - N max gr.3	16891	457	1050	10926	3403
A2 - SLU - MT max gr.3	15925	457	1050	15790	3403
A2 - SLU - ML max gr.3	15983	520	1034	10811	5778
A2 - SLU - Vento ponte scarico	14054	413	973	9668	3031
A1 - SLU - N max gr.1	24534	636	1321	13633	4741
A1 - SLU - MT max gr.1	22810	636	1321	23286	4741
A1 - SLU - ML max gr.1	22792	710	1302	13500	8595
A1 - SLU - N max gr.2	22784	1976	1321	13432	18736
A1 - SLU - MT max gr.2	21650	1976	1321	19142	18736
A1 - SLU - ML max gr.2	21718	1379	1302	13300	14517
A1 - SLU - N max gr.3	22784	636	1321	13432	4741
A1 - SLU - MT max gr.3	21650	636	1321	19142	4741
A1 - SLU - ML max gr.3	21718	710	1302	13500	7520
A1 - SLU - Vento ponte scarico	19453	759	1405	13256	5597
A1 - SLU - N max gr.1	19135	483	1167	12489	3597
A1 - SLU - MT max gr.1	17411	483	1167	22142	3597
A1 - SLU - ML max gr.1	17394	556	1149	12355	7450
A1 - SLU - N max gr.2	17385	1822	1167	12287	17391
A1 - SLU - MT max gr.2	17385	1822	1167	12287	17391
A1 - SLU - ML max gr.2	16251	1895	1149	17870	18105
A1 - SLU - N max gr.3	16319	1152	1167	12283	12839
A1 - SLU - MT max gr.3	17385	483	1167	12287	3597
A1 - SLU - ML max gr.3	16251	556	1149	17870	4111
A1 - SLU - Vento ponte scarico	16319	605	1179	12368	6718
SLE Rara - N max gr.1	14054	307	1057	10676	2289
SLE Rara - MT max gr.1	17818	437	893	9245	3258
SLE Rara - ML max gr.1	16541	486	881	16311	3600
SLE Rara - N max gr.2	16528	437	893	9241	5732
SLE Rara - MT max gr.2	16521	1429	893	9096	13624
SLE Rara - ML max gr.2	15681	1478	881	13241	13967
SLE Rara - N max gr.3	15732	933	893	9093	10118
SLE Rara - MT max gr.3	16521	437	893	9096	3258
SLE Rara - ML max gr.3	15681	486	881	13241	3600
SLE Rara - Vento ponte scarico	15732	519	902	9149	5506
SLE Freq. - N max gr.1	16877	405	405	3463	3015
SLE Freq. - MT max gr.1	15919	405	405	8826	3015
SLE Freq. - ML max gr.1	15909	405	405	3460	4871
SLE Freq. - N max gr.2	15904	1149	405	3351	10790
SLE Freq. - MT max gr.2	15274	1149	405	6524	10790
SLE Freq. - ML max gr.2	15312	777	405	3349	8161
SLE Freq. - N max gr.3	15904	405	405	3351	3015
SLE Freq. - MT max gr.3	15274	405	405	6524	3015
SLE Freq. - ML max gr.3	15312	405	405	3349	4274
SLE Freq. - Vento ponte scarico	14054	324	410	3424	2403
SLE Q.P. - ML max gr.3	14054	437	437	3258	3258
SLV -dir X_1	14897	4921	1683	16438	50026
SLV -dir X_2	14201	4921	1683	16438	50026
SLV -dir Y_1	14899	1878	4833	50157	18359
SLV -dir Y_2	14203	1878	4833	50157	18359
SLV -dir Z+	15967	1878	1683	16439	18359
SLV -dir Z-	13647	1878	1683	16439	18359
SLV -dir X_1	14897	5384	1822	17863	54763
SLV -dir X_2	14201	5384	1822	17863	54763
SLV -dir Y_1	14899	2017	5296	54905	19780
SLV -dir Y_2	14203	2017	5296	54905	19780
SLV -dir Z+	15967	2017	1822	17864	19780
SLV -dir Z-	13647	2017	1822	17864	19780
SLV -dir X_1	14897	7166	2358	23357	73032
SLV -dir X_2	14201	7166	2358	23357	73032
SLV -dir Y_1	14899	2552	7083	73219	25261
SLV -dir Y_2	14203	2552	7083	73219	25261
SLV -dir Z+	15967	2552	2358	23358	25261
SLV -dir Z-	13647	2552	2358	23358	25261

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	6284	1893	14438	17750	59023
EX_1	Combination	Min	-6284	-1893	14438	-17750	-59023
EY_1	Combination	Max	1885	6308	14438	59162	17707
EY_1	Combination	Min	-1885	-6308	14438	-59162	-17707
EX_2	Combination	Max	6284	1893	14248	17750	59023
EX_2	Combination	Min	-6284	-1893	14248	-17750	-59023
EY_2	Combination	Max	1885	6308	14248	59162	17707
EY_2	Combination	Min	-1885	-6308	14248	-59162	-17707
EZ_1	Combination	Max	1885	1893	14659	17749	17707
EZ_1	Combination	Min	-1885	-1893	14659	-17749	-17707
EZ_2	Combination	Max	1885	1893	14027	17749	17707
EZ_2	Combination	Min	-1885	-1893	14027	-17749	-17707
			6284	6308		59162	59023

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	6292	1902	14438	17800	59069
EX_1	Combination	Min	-6292	-1902	14438	-17800	-59069
EY_1	Combination	Max	1888	6339	14438	59333	17721
EY_1	Combination	Min	-1888	-6339	14438	-59333	-17721
EX_2	Combination	Max	6292	1902	14248	17800	59069
EX_2	Combination	Min	-6292	-1902	14248	-17800	-59069
EY_2	Combination	Max	1888	6339	14248	59333	17721
EY_2	Combination	Min	-1888	-6339	14248	-59333	-17721
EZ_1	Combination	Max	1888	1902	14659	17800	17721
EZ_1	Combination	Min	-1888	-1902	14659	-17800	-17721
EZ_2	Combination	Max	1888	1902	14027	17800	17721
EZ_2	Combination	Min	-1888	-1902	14027	-17800	-17721
			6292	6339		59333	59069

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 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	31 di 59

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	27109	549	1142	14639	5462
A2 - SLU - MT max gr.1	25640	549	1142	22862	5462
A2 - SLU - ML max gr.1	25625	613	1126	14484	8911
A2 - SLU - N max gr.2	25618	1690	1142	14467	20235
A2 - SLU - MT max gr.2	24652	1690	1142	19332	20235
A2 - SLU - ML max gr.2	24709	1183	1126	14313	15382
A2 - SLU - N max gr.3	25618	549	1142	14467	5462
A2 - SLU - MT max gr.3	24652	549	1142	19332	5462
A2 - SLU - ML max gr.3	24709	613	1126	14313	7996
A2 - SLU - Vento ponte scarico	22780	505	1065	13018	4981
A2 - SLU - N max gr.1	25686	457	1050	13722	4545
A2 - SLU - MT max gr.1	24217	457	1050	21945	4545
A2 - SLU - ML max gr.1	24202	520	1034	13567	7994
A2 - SLU - N max gr.2	24195	1598	1050	13550	19318
A2 - SLU - MT max gr.2	23229	1598	1050	18415	19318
A2 - SLU - ML max gr.2	23286	1091	1034	13396	14465
A2 - SLU - N max gr.3	24195	457	1050	13550	4545
A2 - SLU - MT max gr.3	23229	457	1050	18415	4545
A2 - SLU - ML max gr.3	23286	520	1034	13396	7079
A2 - SLU - Vento ponte scarico	21357	413	973	12101	4064
A1 - SLU - N max gr.1	34625	636	1321	16935	6332
A1 - SLU - MT max gr.1	32901	636	1321	26588	6332
A1 - SLU - ML max gr.1	32883	710	1302	16755	10369
A1 - SLU - N max gr.2	32874	1976	1321	16733	23674
A1 - SLU - MT max gr.2	31740	1976	1321	22444	23674
A1 - SLU - ML max gr.2	31808	1379	1302	16555	17966
A1 - SLU - N max gr.3	32874	636	1321	16733	6332
A1 - SLU - MT max gr.3	31740	636	1321	22444	6332
A1 - SLU - ML max gr.3	31808	710	1302	16555	9294
A1 - SLU - Vento ponte scarico	29543	759	1405	16768	7494
A1 - SLU - N max gr.1	26438	483	1167	15406	4804
A1 - SLU - MT max gr.1	24714	483	1167	25060	4804
A1 - SLU - ML max gr.1	24697	556	1149	15227	8841
A1 - SLU - N max gr.2	24688	1822	1167	15205	22146
A1 - SLU - MT max gr.2	24688	1822	1167	15205	22146
A1 - SLU - ML max gr.2	23554	1895	1149	20742	22844
A1 - SLU - N max gr.3	23622	1152	1167	15200	15740
A1 - SLU - MT max gr.3	24688	483	1167	15205	4804
A1 - SLU - ML max gr.3	23554	556	1149	20742	5501
A1 - SLU - Vento ponte scarico	23622	605	1179	15316	8231
SLE Rara - N max gr.1	21357	307	1057	13320	5057
SLE Rara - MT max gr.1	25121	437	893	11479	4351
SLE Rara - ML max gr.1	23844	486	881	18514	4816
SLE Rara - N max gr.2	23831	437	893	11474	6825
SLE Rara - MT max gr.2	23824	1429	893	11330	17197
SLE Rara - ML max gr.2	22984	1478	881	15444	17662
SLE Rara - N max gr.3	23035	933	893	11326	12452
SLE Rara - MT max gr.3	23824	437	893	11330	4351
SLE Rara - ML max gr.3	22984	486	881	15444	4816
SLE Rara - Vento ponte scarico	23035	519	902	11403	6803
SLE Freq. - N max gr.1	24180	405	405	4475	4027
SLE Freq. - MT max gr.1	23222	405	405	9838	4027
SLE Freq. - ML max gr.1	23212	405	405	4472	5883
SLE Freq. - N max gr.2	23208	1149	405	4363	13662
SLE Freq. - MT max gr.2	22578	1149	405	7535	13662
SLE Freq. - ML max gr.2	22615	777	405	4360	10103
SLE Freq. - N max gr.3	23208	405	405	4363	4027
SLE Freq. - MT max gr.3	22578	405	405	7535	4027
SLE Freq. - ML max gr.3	22615	405	405	4360	5283
SLE Freq. - Vento ponte scarico	21357	324	410	4448	3212
SLE Q.P. - ML max gr.3	21357	437	437	4351	4351
SLV -dir X_1	22384	5889	1974	21009	63539
SLV -dir X_2	21320	5889	1974	21009	63539
SLV -dir Y_1	22386	2169	5801	63450	23418
SLV -dir Y_2	21322	2169	5801	63450	23418
SLV -dir Z+	23883	2169	1974	21010	23418
SLV -dir Z-	20336	2169	1974	21010	23418
SLV -dir X_1	22384	6351	2112	22781	69431
SLV -dir X_2	21320	6351	2112	22781	69431
SLV -dir Y_1	22386	2307	6264	69356	25186
SLV -dir Y_2	21322	2307	6264	69356	25186
SLV -dir Z+	23883	2307	2112	22782	25186
SLV -dir Z-	20336	2307	2112	22782	25186
SLV -dir X_1	22384	8134	2649	29616	92157
SLV -dir X_2	21320	8134	2649	29616	92157
SLV -dir Y_1	22386	2842	8051	92137	32003
SLV -dir Y_2	21322	2842	8051	92137	32003
SLV -dir Z+	23883	2842	2649	29616	32003
SLV -dir Z-	20336	2842	2649	29616	32003

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	34625	636	1321	16935	6332	4924	2770	163
AI - SLU - MT max gr.1	32901	636	1321	26588	6332	5180	2132	163
AI - SLU - ML max gr.1	32883	710	1302	16755	10369	4909	2398	165
AI - SLU - N max gr.2	32874	1976	1321	16733	23674	5523	1782	264
AI - SLU - MT max gr.2	31740	1976	1321	22444	23674	5662	1392	264
AI - SLU - ML max gr.2	31808	1379	1302	16555	17966	5132	1936	211
AI - SLU - N max gr.3	32874	636	1321	16733	6332	4721	2585	163
AI - SLU - MT max gr.3	31740	636	1321	22444	6332	4859	2195	163
AI - SLU - ML max gr.3	31808	710	1302	16555	9294	4731	2338	165
AI - SLU - Vento ponte scarico	29543	759	1405	16768	7494	4406	2159	177
AI - SLU - N max gr.1	26438	483	1167	15406	4804	3873	2002	140
AI - SLU - MT max gr.1	24714	483	1167	25060	4804	4129	1363	140
AI - SLU - ML max gr.1	24697	556	1149	15227	8841	3858	1630	142
AI - SLU - N max gr.2	24688	1822	1167	15205	22146	4472	1014	240
AI - SLU - MT max gr.2	24688	1822	1167	15205	22146	4472	1014	240
AI - SLU - ML max gr.2	23554	1895	1149	20742	22844	4635	599	246
AI - SLU - N max gr.3	23622	1152	1167	15200	15740	4057	1192	182
AI - SLU - MT max gr.3	24688	483	1167	15205	4804	3669	1817	140
AI - SLU - ML max gr.3	23554	556	1149	20742	5501	3832	1402	142
AI - SLU - Vento ponte scarico	23622	605	1179	15316	8231	3715	1535	147
						5662	599	264

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	22384	6351	2112	22781	69431	6756	-1782	744
SLV -dir.X 2	21320	6351	2112	22781	69431	6638	-1900	744
SLV -dir.Y 1	22386	2307	6264	69356	25186	6864	-1890	742
SLV -dir.Y 2	21322	2307	6264	69356	25186	6746	-2008	742
SLV -dir.Z+	23883	2307	2112	22782	25186	4874	433	348
SLV -dir.Z-	20336	2307	2112	22782	25186	4480	39	348
						6864	-2008	744

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	22384	8134	2649	29616	92157	8125	-3151	950
SLV -dir.X 2	21320	8134	2649	29616	92157	8006	-3269	950
SLV -dir.Y 1	22386	2842	8051	92137	32003	8235	-3260	949
SLV -dir.Y 2	21322	2842	8051	92137	32003	8116	-3378	949
SLV -dir.Z+	23883	2842	2649	29616	32003	5506	-199	432
SLV -dir.Z-	20336	2842	2649	29616	32003	5112	-593	432
						8235	-3378	950

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	21357	307	1057	13320	3057	3131	1615	122
SLE Rara - MT max gr.1	25121	437	893	11479	4351	3524	2058	111
SLE Rara - ML max gr.1	23844	486	881	18514	4816	3729	1569	112
SLE Rara - N max gr.2	23831	437	893	11474	6825	3495	1801	111
SLE Rara - MT max gr.2	23824	1429	893	11330	17197	3968	1326	187
SLE Rara - ML max gr.2	22984	1478	881	15444	17662	4087	1021	191
SLE Rara - N max gr.3	23035	933	893	11326	12452	3660	1459	144
SLE Rara - MT max gr.3	23824	437	893	11330	4351	3373	1921	111
SLE Rara - ML max gr.3	22984	486	881	15444	4816	3492	1616	112
SLE Rara - Vento ponte scarico	23035	519	902	11403	6803	3402	1717	116
						4087	1021	191

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)

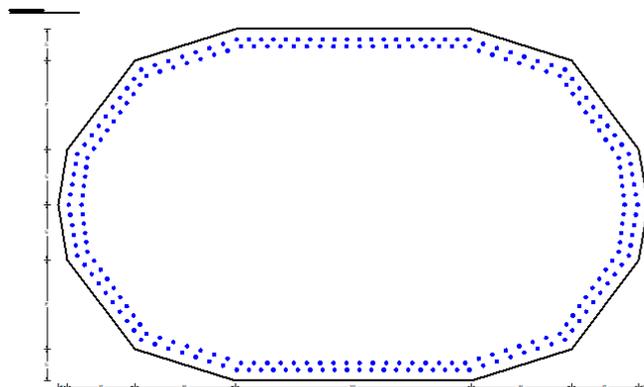
4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy, Tx)	Trasv.(Mxx, Ty)	
Altezza pila	H	10.3	10.3	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	7166	7083	kN
Momento agente (q=1)	M	73032	73219	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	4921	4833	kN
Momento agente (con q)	MEd	50026	50157	kN*m
Momento Resistente	MRd	94794	132832	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1.89	2.65	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		NON CRITICA	NON CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	7166	7083	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	9326	12800	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	7166	7083	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	7166	7083	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.22	1.23	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	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 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	36 di 59

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
VR _{sd}	8207.43	kN	VR _{sd}	13867.72	kN
VR _{cd}	59160.00	kN	VR _{cd}	59976.00	kN
VR _d	8207.43	kN	VR _d	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
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	37 di 59

Resist. ultima di progetto ftd:	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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO 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
26	-225.0	40.0	30
27	-175.0	110.0	30

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	38 di 59

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: 7.3 cm
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	24534.00	4741.00	13633.00	636.00	1321.00

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	39 di 59

2	22810.00	4741.00	23286.00	636.00	1321.00
3	22792.00	8595.00	13500.00	710.00	1302.00
4	22784.00	18736.00	13432.00	1976.00	1321.00
5	21650.00	18736.00	19142.00	1976.00	1321.00
6	21718.00	14517.00	13300.00	1379.00	1302.00
7	22784.00	4741.00	13432.00	636.00	1321.00
8	21650.00	4741.00	19142.00	636.00	1321.00
9	21718.00	7520.00	13300.00	710.00	1302.00
10	19453.00	5597.00	13256.00	759.00	1405.00
11	19135.00	3597.00	12489.00	483.00	1167.00
12	17411.00	3597.00	22142.00	483.00	1167.00
13	17394.00	7450.00	12355.00	556.00	1149.00
14	17385.00	17591.00	12287.00	1822.00	1167.00
15	17385.00	17591.00	12287.00	1822.00	1167.00
16	16251.00	18105.00	17870.00	1895.00	1149.00
17	16319.00	12859.00	12283.00	1152.00	1167.00
18	17385.00	3597.00	12287.00	483.00	1167.00
19	16251.00	4111.00	17870.00	556.00	1149.00
20	16319.00	6718.00	12368.00	605.00	1179.00
21	14897.00	50026.00	16438.00	4921.00	1683.00
22	14201.00	50026.00	16438.00	7166.00	1683.00
23	14899.00	18359.00	50157.00	1878.00	7083.00
24	14203.00	18359.00	50157.00	1878.00	4833.00
25	15967.00	18359.00	16439.00	1878.00	1683.00
26	13647.00	18359.00	16439.00	1878.00	1683.00

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	14054.00	2289.00	10676.00
2	17818.00	3258.00	9245.00
3	16541.00	3600.00	16311.00
4	16528.00	5732.00	9241.00
5	16521.00	13624.00	9096.00
6	15681.00	13967.00	13241.00
7	15732.00	10118.00	9093.00
8	16521.00	3258.00	9096.00
9	15681.00	3600.00	13241.00
10	15732.00	5506.00	9149.00

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	16877.00	3015.00 (2442.35)	3463.00 (0.00)
2	15919.00	3015.00 (1724.96)	8826.00 (0.00)
3	15909.00	4871.00 (3411.24)	3460.00 (47159.71)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	40 di 59

4	15904.00	10790.00 (59346.29)	3351.00 (18430.90)
5	15274.00	10790.00 (46388.21)	6524.00 (28047.89)
6	15312.00	8161.00 (105384.19)	3349.00 (43246.13)
7	15904.00	3015.00 (4472.10)	3351.00 (48614.38)
8	15274.00	3015.00 (10195.91)	6524.00 (45799.78)
9	15312.00	4274.00 (3411.24)	3349.00 (47159.71)
10	14054.00	2403.00 (5025.19)	3424.00 (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	14054.00	3258.00 (4692.27)	3258.00 (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	24534.00	4741.00	13633.00	24533.84	50837.24	144035.49	10.581696.5(379.6)	
2	S	22810.00	4741.00	23286.00	22810.20	32031.63	154812.30	6.651696.5(379.6)	
3	S	22792.00	8595.00	13500.00	22792.28	73010.43	113873.83	8.451696.5(379.6)	
4	S	22784.00	18736.00	13432.00	22783.83	94016.46	67309.25	5.021696.5(379.6)	
5	S	21650.00	18736.00	19142.00	21650.04	85363.73	87972.76	4.581696.5(379.6)	
6	S	21718.00	14517.00	13300.00	21718.07	88361.79	80878.23	6.081696.5(379.6)	
7	S	22784.00	4741.00	13432.00	22784.09	50599.24	141967.40	10.581696.5(379.6)	
8	S	21650.00	4741.00	19142.00	21649.94	37609.12	150336.13	7.861696.5(379.6)	
9	S	21718.00	7520.00	13300.00	21717.85	67661.35	120316.68	9.031696.5(379.6)	
10	S	19453.00	5597.00	13256.00	19453.16	55896.02	131837.39	9.951696.5(379.6)	
11	S	19135.00	3597.00	12489.00	19135.09	41018.69	144960.98	11.591696.5(379.6)	
12	S	17411.00	3597.00	22142.00	17411.28	24202.58	151530.42	6.841696.5(379.6)	
13	S	17394.00	7450.00	12355.00	17394.07	68268.59	112319.10	9.111696.5(379.6)	
14	S	17385.00	17591.00	12287.00	17384.94	90485.60	63423.83	5.151696.5(379.6)	
15	S	17385.00	17591.00	12287.00	17384.94	90485.60	63423.83	5.151696.5(379.6)	
16	S	16251.00	18105.00	17870.00	16251.14	82903.45	81816.94	4.581696.5(379.6)	
17	S	16319.00	12859.00	12283.00	16319.04	83767.30	79860.39	6.511696.5(379.6)	
18	S	17385.00	3597.00	12287.00	17385.16	42192.79	141832.91	11.561696.5(379.6)	

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	41 di 59

19	S	16251.00	4111.00	17870.00	16250.78	33786.89	145535.92	8.151696.5(379.6)
20	S	16319.00	6718.00	12368.00	16318.96	63707.25	117218.02	9.481696.5(379.6)
21	S	14897.00	50026.00	16438.00	14896.96	95378.04	31602.19	1.911696.5(379.6)
22	S	14201.00	50026.00	16438.00	14201.01	94794.03	31450.88	1.901696.5(379.6)
23	S	14899.00	18359.00	50157.00	14898.98	48575.91	132832.13	2.651696.5(379.6)
24	S	14203.00	18359.00	50157.00	14202.98	48312.00	132060.79	2.631696.5(379.6)
25	S	15967.00	18359.00	16439.00	15967.16	84738.58	76539.81	4.631696.5(379.6)
26	S	13647.00	18359.00	16439.00	13647.01	83354.36	74355.37	4.531696.5(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.)
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	185.0	123.0	0.00326	179.5	115.3	-0.00779	-179.5	-115.3
2	0.00350	242.0	47.0	0.00327	233.5	43.3	-0.00818	-233.5	-43.3
3	0.00350	185.0	123.0	0.00324	179.5	115.3	-0.00744	-179.5	-115.3
4	0.00350	100.0	150.0	0.00319	98.6	141.0	-0.00806	-98.6	-141.0
5	0.00350	185.0	123.0	0.00321	179.5	115.3	-0.00780	-179.5	-115.3
6	0.00350	185.0	123.0	0.00320	179.5	115.3	-0.00794	-179.5	-115.3
7	0.00350	185.0	123.0	0.00326	179.5	115.3	-0.00799	-179.5	-115.3
8	0.00350	242.0	47.0	0.00326	233.5	43.3	-0.00832	-233.5	-43.3
9	0.00350	185.0	123.0	0.00324	179.5	115.3	-0.00759	-179.5	-115.3
10	0.00350	185.0	123.0	0.00324	179.5	115.3	-0.00813	-179.5	-115.3
11	0.00350	242.0	47.0	0.00325	233.5	43.3	-0.00868	-233.5	-43.3
12	0.00350	242.0	47.0	0.00326	233.5	43.3	-0.00898	-233.5	-43.3
13	0.00350	185.0	123.0	0.00323	179.5	115.3	-0.00806	-179.5	-115.3
14	0.00350	100.0	150.0	0.00317	98.6	141.0	-0.00877	-98.6	-141.0
15	0.00350	100.0	150.0	0.00317	98.6	141.0	-0.00877	-98.6	-141.0
16	0.00350	185.0	123.0	0.00319	179.5	115.3	-0.00853	-179.5	-115.3
17	0.00350	185.0	123.0	0.00319	179.5	115.3	-0.00857	-179.5	-115.3
18	0.00350	242.0	47.0	0.00324	233.5	43.3	-0.00896	-233.5	-43.3
19	0.00350	242.0	47.0	0.00325	233.5	43.3	-0.00907	-233.5	-43.3
20	0.00350	185.0	123.0	0.00323	179.5	115.3	-0.00825	-179.5	-115.3
21	0.00350	100.0	150.0	0.00312	98.6	141.0	-0.00962	-98.6	-141.0
22	0.00350	100.0	150.0	0.00312	98.6	141.0	-0.00974	-98.6	-141.0
23	0.00350	185.0	123.0	0.00323	179.5	115.3	-0.00900	-179.5	-115.3
24	0.00350	185.0	123.0	0.00323	179.5	115.3	-0.00911	-179.5	-115.3
25	0.00350	185.0	123.0	0.00318	179.5	115.3	-0.00870	-179.5	-115.3
26	0.00350	185.0	123.0	0.00317	179.5	115.3	-0.00906	-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.
1	0.000019864	0.000016996	-0.002265270	----	----
2	0.000022475	0.000011026	-0.002457098	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	42 di 59

3	0.000014725	0.000023379	-0.002099602	----	----
4	0.000009647	0.000033140	-0.002435723	----	----
5	0.000012041	0.000028997	-0.002294242	----	----
6	0.000011335	0.000030682	-0.002370912	----	----
7	0.000020139	0.000017393	-0.002364966	----	----
8	0.000022331	0.000013304	-0.002529344	----	----
9	0.000015951	0.000022145	-0.002174894	----	----
10	0.000019039	0.000019683	-0.002443227	----	----
11	0.000022708	0.000015356	-0.002717145	----	----
12	0.000024502	0.000009150	-0.002859630	----	----
13	0.000015980	0.000024055	-0.002415087	----	----
14	0.000010005	0.000035338	-0.002801167	----	----
15	0.000010005	0.000035338	-0.002801167	----	----
16	0.000012429	0.000031450	-0.002667738	----	----
17	0.000012210	0.000031964	-0.002690381	----	----
18	0.000023079	0.000016427	-0.002857283	----	----
19	0.000023941	0.000013111	-0.002910025	----	----
20	0.000017182	0.000023018	-0.002509958	----	----
21	0.000005638	0.000041247	-0.003250912	----	----
22	0.000005688	0.000041614	-0.003310940	----	----
23	0.000021739	0.000019219	-0.002885793	----	----
24	0.000021917	0.000019377	-0.002938020	----	----
25	0.000011934	0.000032960	-0.002761965	----	----
26	0.000012157	0.000034096	-0.002942799	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 12 mm
Passo staffe: 7.3 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	1417.21	33295.67	9194.47340.8	303.3	307.0	2.500	1.103	4.8	31.0(0.0)
2	S	1466.09	34462.67	10403.83384.3	343.2	282.7	2.500	1.096	4.4	31.0(0.0)
3	S	1294.65	34872.37	8054.65297.5	265.7	369.5	2.500	1.096	5.0	31.0(0.0)
4	S	2266.47	37373.12	7424.85273.6	245.0	429.6	2.500	1.096	9.5	31.0(0.0)
5	S	2331.53	35833.53	7657.74282.2	252.6	401.1	2.500	1.091	9.4	31.0(0.0)
6	S	1744.75	36315.24	7576.67279.0	250.0	410.7	2.500	1.091	7.1	31.0(0.0)
7	S	1415.46	32881.53	9203.49340.4	303.6	304.9	2.500	1.096	4.8	31.0(0.0)
8	S	1460.38	33552.91	10042.58370.4	331.3	286.4	2.500	1.091	4.5	31.0(0.0)
9	S	1337.09	33792.76	8276.26305.6	273.0	349.9	2.500	1.091	5.0	31.0(0.0)
10	S	1522.37	32316.20	8869.88326.7	292.6	315.0	2.500	1.082	5.3	31.0(0.0)
11	S	1237.28	32795.58	9817.90360.9	323.9	289.1	2.500	1.080	3.9	31.0(0.0)
12	S	1262.23	34745.41	10945.54401.1	361.1	276.6	2.500	1.073	3.6	31.0(0.0)
13	S	1098.93	33288.48	8222.79301.6	271.3	352.8	2.500	1.073	4.1	31.0(0.0)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	43 di 59

14	S	2071.01	36420.57	7515.84274.6	248.0	422.3	2.500	1.073	8.5	31.0(0.0)
15	S	2071.01	36420.57	7515.84274.6	248.0	422.3	2.500	1.073	8.5	31.0(0.0)
16	S	2184.66	35055.93	7714.75281.9	254.5	397.8	2.500	1.068	8.8	31.0(0.0)
17	S	1492.59	35148.63	7692.18281.0	253.8	399.9	2.500	1.069	6.0	31.0(0.0)
18	S	1230.84	32292.10	9740.67357.3	321.4	288.9	2.500	1.073	3.9	31.0(0.0)
19	S	1274.84	33032.53	10314.54377.5	340.3	280.3	2.500	1.068	3.8	31.0(0.0)
20	S	1190.08	32451.83	8422.46308.8	277.9	337.2	2.500	1.069	4.4	31.0(0.0)
21	S	5103.60	36685.65	7423.89269.9	244.9	434.9	2.500	1.063	21.3	31.0(0.0)
22	S	7327.91	36570.60	7436.25270.1	245.3	434.0	2.500	1.060	30.5	31.0(0.0)
23	S	6550.45	31393.28	9292.82340.1	306.6	297.3	2.500	1.063	21.8	31.0(0.0)
24	S	4864.76	31244.97	9304.10340.2	306.9	296.3	2.500	1.060	16.2	31.0(0.0)
25	S	2338.79	35285.21	7664.54279.8	252.9	403.4	2.500	1.067	9.5	31.0(0.0)
26	S	2334.13	34940.32	7695.20279.9	253.9	401.6	2.500	1.057	9.4	31.0(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	1.97	242.0	47.0	-1.2	-233.5	-43.3	318	7.1
2	S	2.17	185.0	123.0	3.3	-179.5	-115.3	----	----
3	S	2.74	242.0	47.0	-8.3	-233.5	-43.3	3278	197.9
4	S	2.36	185.0	123.0	-2.0	-179.5	-115.3	285	7.1
5	S	3.55	100.0	150.0	-23.1	-98.6	-141.0	6206	268.6
6	S	3.93	185.0	123.0	-33.6	-179.5	-115.3	7073	289.8
7	S	2.90	185.0	123.0	-12.6	-179.5	-115.3	3963	190.9
8	S	2.07	185.0	123.0	2.2	-179.5	-115.3	----	----
9	S	2.38	242.0	47.0	-4.1	-233.5	-43.3	2049	106.0
10	S	2.28	185.0	123.0	-2.4	-179.5	-115.3	351	7.1

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm} 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	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00001	0	0.500	30.0	75	0.00000 (0.00000)	484	0.002 (0.20)	59798.99	278905.20
2	S	-0.00046	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1668.19	0.00
3	S	-0.00005	0	0.500	30.0	75	0.00002 (0.00002)	339	0.008 (0.20)	21875.22	99112.97

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	44 di 59

4	S	-0.00001	0	0.500	30.0	75	0.00001 (0.00001)	461	0.003 (0.20)	95797.48	154442.52
5	S	-0.00013	0	0.500	30.0	75	0.00007 (0.00007)	373	0.026 (0.20)	37583.76	25092.62
6	S	-0.00018	0	0.500	30.0	75	0.00010 (0.00010)	379	0.038 (0.20)	30012.37	28452.34
7	S	-0.00007	0	0.500	30.0	75	0.00004 (0.00004)	361	0.014 (0.20)	43342.74	38951.92
8	S	-0.00032	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	10269.07	45905.85
9	S	-0.00002	0	0.500	30.0	75	0.00001 (0.00001)	354	0.004 (0.20)	37810.01	139067.30
10	S	-0.00002	0	0.500	30.0	75	0.00001 (0.00001)	508	0.004 (0.20)	82821.42	137619.54

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.69	185.0	123.0	8.5	-179.5	-115.3	----	----
2	S	1.99	185.0	123.0	2.2	-179.5	-115.3	----	----
3	S	1.84	100.0	150.0	4.4	-98.6	-141.0	----	----
4	S	2.72	100.0	150.0	-9.0	-98.6	-141.0	2828	155.5
5	S	2.84	100.0	150.0	-12.7	-98.6	-141.0	4096	212.1
6	S	2.26	100.0	150.0	-2.8	-98.6	-141.0	551	21.2
7	S	1.61	185.0	123.0	7.6	-179.5	-115.3	----	----
8	S	1.79	185.0	123.0	3.9	-179.5	-115.3	----	----
9	S	1.72	100.0	150.0	5.0	-98.6	-141.0	----	----
10	S	1.43	185.0	123.0	6.7	-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	-0.00041	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1724.96	0.00
3	S	-0.00030	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	3411.24	47159.71
4	S	-0.00005	0	0.500	30.0	75	0.00003 (0.00003)	348	0.009 (0.20)	59346.29	18430.90
5	S	-0.00007	0	0.500	30.0	75	0.00004 (0.00004)	354	0.013 (0.20)	46388.21	28047.89
6	S	-0.00002	0	0.500	30.0	75	0.00001 (0.00001)	387	0.003 (0.20)	105384.19	43246.13
7	S	-0.00028	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	4472.10	48614.38
8	S	-0.00030	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	10195.91	45799.78
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	1.51	185.0	123.0	5.5	-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 :

$$N_{\max} = 5662 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 6864 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 744 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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.

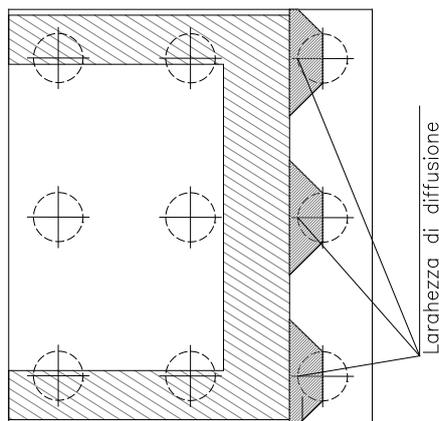
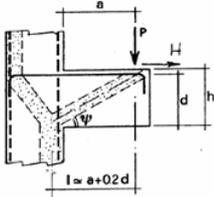


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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

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

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

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

Dati di progetto

b(m)=	3.60	m	dimensione trasversale verifica
P_{Ed} (KN) =	6864.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H_{Ed} (KN) =	744.00	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	$\phi 1$ (mm) =	26.0	p1(cm) =	10.0	$\theta 1^\circ$ =	0.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 1 =	36.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	19113.43	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	19113.43
Registro tipo		R2					
n° R2 =	1	$\phi 2$ (mm) =	26.0	p2(cm) =	10.0	$\theta 2^\circ$ =	0.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 2 =	36.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	19113.43	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	19113.43
Registro tipo		R3					
n° 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

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	5662	660	264
SLU	599	660	264
SLV $q=1$	8235	2376	950
SLV $q=1$	-3378	2376	950

Caratteristiche della sezione:

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

$$A_s = 36 + 36 \phi 26 \quad \text{staffe } \phi 12/20$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 30.00 \text{ m}$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	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. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 * \beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	48 di 59

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 circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza 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 equidistanti 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	36	26
2	0.0	0.0	46.5	36	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	5662.00	660.00	264.00
2	599.00	660.00	264.00
3	8235.00	2376.00	950.00
4	-3378.00	2376.00	950.00
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	4087.00	478.00	0.00
2	1021.00	478.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
---------	---	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	49 di 59

1	3490.00	338.00 (2442.35)	0.00 (0.00)
2	1527.00	338.00 (2969.41)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.4 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	5662.00	660.00	5661.92	6145.60	9.31	382.3(33.9)
2	S	599.00	660.00	598.94	5688.94	8.62	382.3(33.9)
3	S	8235.00	2376.00	8234.92	6057.46	2.55	382.3(33.9)
4	S	-3378.00	2376.00	-3378.23	4782.63	2.01	382.3(33.9)
5	S	0.00	1.00	0.00	5574.63	999.00	382.3(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
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	-0.00314	0.0	-51.5
2	0.00350	0.0	60.0	0.00282	0.0	51.5	-0.00538	0.0	-51.5
3	0.00350	0.0	60.0	0.00305	0.0	51.5	-0.00242	0.0	-51.5
4	0.00350	0.0	60.0	0.00258	0.0	51.5	-0.00851	0.0	-51.5
5	0.00350	0.0	60.0	0.00279	0.0	51.5	-0.00577	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.
1	0.000000000	0.000059584	-0.000075011	----	----
2	0.000000000	0.000079679	-0.001280745	----	----
3	0.000000000	0.000053066	0.000316053	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	50 di 59

4	0.000000000	0.000107704	-0.002962236	----	----
5	0.000000000	0.000083107	-0.001486429		

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] = Vy 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	264.00	2468.95	1562.00	93.3 74.2	109.0	2.500	1.250	3.6	21.5(0.0)
2	S	264.00	2214.17	1684.27	93.9 80.0	109.3	2.500	1.037	3.4	21.5(0.0)
3	S	950.00	2296.06	1507.62	93.3 71.6	108.1	2.500	1.214	13.6	21.5(0.0)
4	S	950.00	2169.91	1815.96	96.3 86.3	103.0	2.500	1.000	11.3	21.5(0.0)
5	S	0.00	3106.09	682.17	94.4 81.0	108.3	1.000	1.000	0.0	21.5(0.0)

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

Ver S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel 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	4.08	0.0	47.0	14.4	0.0	-51.5	----	----
2	S	2.52	0.0	123.0	-20.5	0.0	-51.5	897	53.1

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
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]
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
Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max Massima distanza tra le fessure [mm]

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	51 di 59

wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max^*(e_{sm} - e_{cm}) [(7.8)EC2 \text{ e } (C4.1.7)NTC]$. 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	-0.00001	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	59798.99	278905.20
2	S	-0.00012	0	0.500	26.0	72	0.00006 (0.00006)	319	0.020 (0.20)	1132.96	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	3.23	0.0	123.0	15.4	0.0	-51.5	----	----
2	S	2.10	0.0	123.0	-2.2	0.0	-51.5	401	15.9

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00022	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	2442.35	0.00
2	S	-0.00002	0	0.500	26.0	72	0.00001 (0.00001)	356	0.002 (0.20)	2969.41	0.00

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:

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

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	7.0	m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	54 di 59

Altezza baricentro impalcato	h_2	2.8	m	
Altezza totale	$h=h_1+h_2$	9.8		
Rigidezza Pila asse y	K	419165271	N/m	
Forza agente in fase sismica in dir.x <u>per $q=1$</u>	F	6734	kN	
Fattore di struttura	q	1		
Spostamento testa pila	$d_{Ee} = F/K$	0.016	m	
μ_d (par.7.3.3.3 NTC)		1		
Spostamento testa pila (par.7.3.3.3 NTC)	$d_E = d_{Ee} * \mu_d$	0.016	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	$4 * d_E * k_2$	0.035	m	
E3	$2 * d_{ij}$ max	0.140	m	
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.077	m	Spalla - Spalla
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.093	m	Spalla - Pila
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.109	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 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	55 di 59

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

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

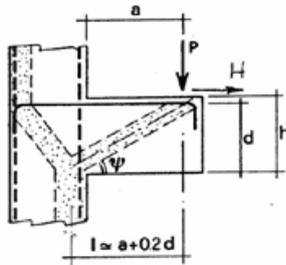
Imp 50,00 m: $P_{max} = 5361 \text{ kN}$

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

$B = 4,10 \text{ m}$

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

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

$$P_R = P_{Rs} = (A_s f_{yd} - H_{Ed}) \frac{1}{\lambda} \quad \lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0.9d)$$

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compre

$$P_{Rc} = 0.4 b d f_{cd} \frac{c}{1 + \lambda^2} \geq P_{Rs}$$

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

Dati di progetto

b(m)=	4.10	m	dimensione trasversale verifica
P_{Ed} (KN) =	5361	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) =	0.50	m	spessore mensola
δ (m) =	0.08	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
d(m) =	0.42	m	altezza utile
l(m) =	0.58	m	a+0,2d
λ =	1.54		$\lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0.9d)$

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° R1 =	1	ϕ 1(mm) =	26.0	p1(cm) =	10.0	θ 1° =	0.0
A_{ϕ} i (mm ²) =	530.93	nb tot 1 =	41.0	A_{ϕ} TOT (mm ²) =	21768.08	A_{ϕ} CAL(mm ²) =	21768.08
Registro tipo	R2						
n° R2 =	0	ϕ 2(mm) =	26.0	p2(cm) =	10.0	θ 2° =	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	ϕ 3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0	θ 3° =	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 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	58 di 59

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

$$(Imp\ 50,00\ m)/2+(Imp\ 50,00\ m)/2: P_{max} = 5361\ kN$$

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

$$B = 3,50\ m$$

$$H = 0,70\ m$$

Dati di progetto

$b(m) =$	3.50	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	5361	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
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	0.60	m	altezza utile
$l(m) =$	0.62	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.15		$\lambda = ctg\gamma \leq l/(0,9d)$

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	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb\ tot\ 1 =$	35.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	15833.61	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	15833.61
Registro tipo R2							
$n^{\circ} R2 =$	0	$\phi 2(mm) =$	22.0	$p2(cm) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	380.13	$nb\ tot\ 2 =$	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

$$\Psi = 0.717\ rad = 41.05^{\circ}$$

$$P_{RS} = 5392.1\ KN \quad PR_s > P_{Ed} - \text{Verifica Soddisfatta}$$

$$P_{RC} = 10218.1\ KN \quad PR_c > PR_s - \text{Verifica Soddisfatta}$$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 1/2

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 01 00 005	C	59 di 59

Il pulvino è soggetto ad una forza verticale pari a:

$P_{max} = 5736$ 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
$P_{Ed} (KN) =$	5736	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	172.08	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	2.10	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	2.00	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	1.90	m	altezza utile
$l(m) =$	2.48	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.45		$\lambda = ctg\psi \geq l/(0,9d)$

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

<u>Registro tipo</u>	R1						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	26.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 1 =$	35.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	18582.50	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	18582.50
<u>Registro tipo</u>	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	$nb\ tot\ 2 =$	35.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	18582.50	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	18582.50
<u>Registro tipo</u>	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

$\Psi =$	<input type="text" value="0.604"/>	rad	$=$	<input type="text" value="34.59"/>	$^{\circ}$
$P_{RS} =$	<input type="text" value="9901.1"/>	KN		<input type="text" value="PRs>PEd- Verifica Soddisfatta"/>	
$P_{RC} =$	<input type="text" value="24171.3"/>	KN		<input type="text" value="PRc>PRs - Verifica Soddisfatta"/>	