

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

IV03 - CAVALCAFERROVIA SU NV62C

relazione di calcolo pila 2/3

SCALA:

-

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

RS3T 30 D 09 CL IV0300 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.03.0.0.005.C

n. Elab.: 09_620

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	5
3	MATERIALI	6
3.1	VERIFICA S.L.E.	7
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	7
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	7
4	ANALISI E VERIFICHE PILA	9
4.1	GENERALITÀ	9
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE	9
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	9
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	13
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA	14
4.6	ANALISI DEI CARICHI	15
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	15
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	15
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	17
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	19
4.6.5	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	21
4.6.6	<i>Urto da traffico ferroviario</i>	21
4.6.7	<i>Azione sismica</i>	21
4.6.8	<i>Analisi Dinamica Lineare</i>	25
4.6.9	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	26
4.6.10	<i>Riepilogo risultati</i>	27
4.7	SOLLECITAZIONI.....	28

4.7.1	<i>Plinto di fondazione</i>	30
4.8	PALI DI FONDAZIONE	32
4.8.1	<i>Scalzamento</i>	33
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	35
4.9.1	<i>Pila</i>	36
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

	<p>DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIRAMAZIONE – CALTANISSETTA (LOTTO 3A) Viadotto IV03</p>												
RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RS3T</td> <td>30</td> <td>D 09 CL</td> <td>IV 03 00 005</td> <td>C</td> <td>5 di 59</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	5 di 59
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	5 di 59								

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- *Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Ministero delle Infrastrutture, Circolare n°7 21 gennaio 2019, Istruzioni per l'Applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 del 18 novembre 2014 della Commissione Europea. Relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione Europea modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019.*

3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

Calcestruzzo magro e getti di livellamento

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

Calcestruzzo per pali di fondazione

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

Calcestruzzo per fondazioni

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

Calcestruzzo elevazione

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

IN BARRE E RETI ELETTROSALDATE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

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

3.1 Verifica S.L.E.

La verifica nei confronti degli Stati limite di esercizio, consiste nel controllare, con riferimento alle sollecitazioni di calcolo corrispondenti alle Combinazioni di Esercizio il tasso di Lavoro nei Materiali e l'ampiezza delle fessure attese, secondo quanto di seguito specificato

3.1.1 Verifiche alle tensioni

La verifica delle tensioni in esercizio consiste nel controllare il rispetto dei limiti tensionali previsti per il calcestruzzo e per l'acciaio per ciascuna delle combinazioni di carico caratteristiche "Rara" e "Quasi Permanente"; i valori tensionali nei materiali sono valutati secondo le note teorie di analisi delle sezioni in c.a. in campo elastico e con calcestruzzo "non reagente a trazione" adottando come limiti di riferimento, trattandosi nel caso in specie di opere Ferroviarie, quelli indicati nel documento "Specifiche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario RFI DTC INC PO SP IFS 001 A del 2019", ovvero:

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

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

3.1.2 Verifiche a fessurazione

La verifica di fessurazione consiste nel controllare l'ampiezza dell'apertura delle fessure sotto combinazione di carico frequente e combinazione quasi permanente. Essendo la struttura a contatto col terreno si considerano condizioni ambientali aggressive; le armature di acciaio ordinario sono ritenute poco sensibili [NTC – Tabella 4.1.IV]

In relazione all'aggressività ambientale e alla sensibilità dell'acciaio, l'apertura limite delle fessure è riportato nel prospetto seguente:

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

Gruppi di esigenza	Condizioni ambientali	Combinazione di azione	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	8 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 **circolare** di diametro 3.50m, una altezza complessiva di 8.00m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 3.5x 14.50m ed altezza 2.50m.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.50 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	2.50	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	3.5	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	14.50	m
Area Sezione		50.75	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.00	m
Pila			
Altezza	H_m	8.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	3.50	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	3.50	m
Area Sezione		9.62	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	11.50	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	11.50	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	▼	$K_0 = 0.426$	▼
Sisma			
S_s		1.000	
a_g		0.150	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.150	

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	40	m
Peso Proprio	G ₁	150	kN/m
Permanenti portati	G ₂	50	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	4	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	750.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	250.0	kN

Impalcato (dx)			
N° Corsie convenzionali		3	
Lunghezza	L	50	m
Peso Proprio	G1	160	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	1000.0	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	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio G1	750			750			750			750			0.00
Permanenti G2	250			250			250			250			0.00
Comb. Nmax Q1	333			436			376			287			0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura													3.00
Comb. Nmax Q4 centrifuga						115			115				3.00
Comb. Nmax Q folla	169			21			21			169			0.00
Comb. MTmax Q1	565			228			126			9			0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura													3.00
Comb. MTmax Q4 centrifuga						115			115				3.00
Comb. MTmax Q folla	214			54			33			-45			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						192			192				4.50
Attrito permanente		30	30		30	30		30	30		30	30	0.00
Attrito carichi mobili		17	17		13	13		11	11		9	9	0.00
Sisma longitudinale													2.80
Sisma trasversale						910			910				2.80
Sisma verticale	135			135			135			135			0.00
Sisma longitudinale		0			0			0			0		2.80
Sisma trasversale			0			1004			1004			0	2.80
Sisma verticale	135			135			135			135			0.00
Sisma longitudinale		0			0			0			0		2.80
Sisma trasversale			0			1365			1365			0	2.80
Sisma verticale	135			135			135			135			0.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			C			D			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio G1	1000			1000			1000			1000			0.00
Permanenti G2	380			380			380			380			0.00
Comb. Nmax Q1	449			504			453			393			0.00
Comb. Nmax Q3 frenatura					248			248					3.00
Comb. Nmax Q4 centrifuga						115			115				3.00
Comb. Nmax Q folla	200			38			38			200			0.00
Comb. MTmax Q1	733			405			225			5			0.00
Comb. MTmax Q3 frenatura					248			248					3.00
Comb. MTmax Q4 centrifuga						115			115				3.00
Comb. MTmax Q folla	248			57			20			-48			0.00
Comb. MLmax Q1	551			752			651			439			0.00
Comb. MLmax Q3 frenatura					248			248					3.00
Comb. MLmax Q4 centrifuga						115			115				3.00
Comb. MLmax Q folla	201			36			36			201			0.00
Vento Ponte Scarico						123			123				3.80
Vento Ponte Carico						192			192				4.50
Attrito permanente		41	41		41	41		41	41		41	41	0.00
Attrito carichi mobili		22	22		23	23		20	20		13	13	0.00
Sisma longitudinale		0			2100			2100					2.80
Sisma trasversale			0			910			910			0	2.80
Sisma verticale	135			135			135			135			0.00
Sisma longitudinale		0			2316			2316			0		2.80
Sisma trasversale			0			1004			1004			0	2.80
Sisma verticale	135			135			135			135			0.00
Sisma longitudinale		0			3150			3150			0		2.80
Sisma trasversale			0			1365			1365			0	2.80
Sisma verticale	135			135			135			135			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)	$vb=vb0 * (1+ ks(as/ao-1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	150	150	anni
	αR	1.06	1.06	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.71	29.71	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$qb=0.5*\rho*vb^2$	0.55	0.55	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	16	16	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.66	2.66	
Larghezza impalcato	b	15.2	15.2	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	3.38	2.53	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.49	1.74	
Riepilogo				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.55	0.55	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.66	2.66	
Coefficiente di forza	cfx	1.49	1.74	
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	15.3	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.18	2.55	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	9.8	15.3	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	9.8	9.8	kN/m
Luce impalcato	L	40	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	196	245	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	15.3	15.3	kN/m
Luce impalcato	L	40	50	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	306	383	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

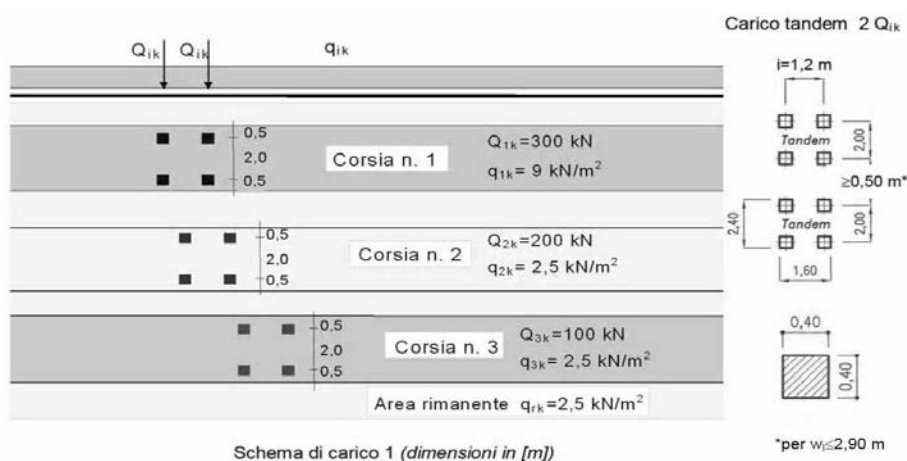
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	18 di 59

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	10.50	10.5	m	
Coefficiente di topografia	ct	1	1		
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.38	2.38		
		dir.x	dir.x		
Altezza (dir.z)	h	2.50	8.00	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	14.50	3.50	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	3.5	3.5	m	
Rapporto di forma	d/b	0.24	1.00		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.06	2.15		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1.5	1.5	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.10	0.43		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.74	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	2.01	1.41	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	36.25	28	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	73	40	kN	
		dir.y	dir.y		
Altezza (dir.z)	h	2.50	8.00	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	3.5	3.5	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	14.5	3.5	m	
Rapporto di forma	d/b	4.14	1.00		
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	1.14	2.15		
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	1.5	1.5	m	
Rapporto di forma II	r/b	0.43	0.43		
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	0.50	0.50		
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	0.75	1.41	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	8.75	28	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	7	40	kN	
Riepilogo					
Vento x					
Pulvino	F	73	kN		
Pila	F	40	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	10.50	m		
Forza totale	F Tot	112	kN		
Vento y					
Pulvino	F	7	kN		
Pila	F	40	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	10.50	m		
Forza totale	F Tot	46	kN		

4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

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



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

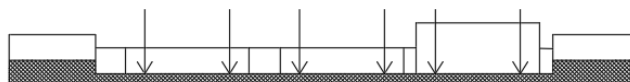
Posizione	Carico asse Q_{ik} [kN]	q_{ik} [kN/m ²]
Corsia Numero 1	300	9
Corsia Numero 2	200	2,5
Corsia Numero 3	100	2,5
Altre corsie	0,00	2,50

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

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

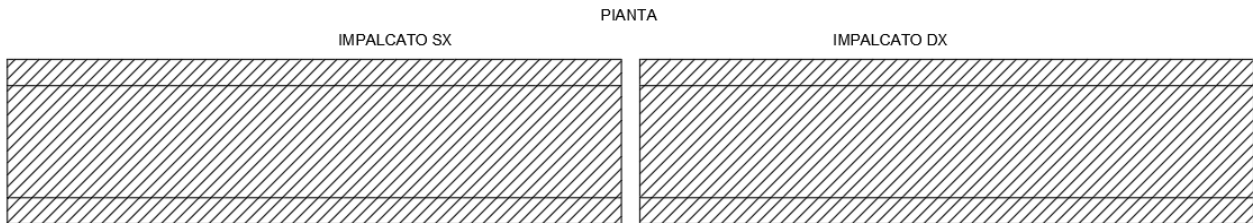
- N max, massimo sforzo normale per la pila: il carico è presente su entrambi gli impalcati, con il numero massimo di corsie convenzionali geometricamente consentite. Si riporta di seguito uno schema esemplificativo:

SEZIONE TRASVERSALE

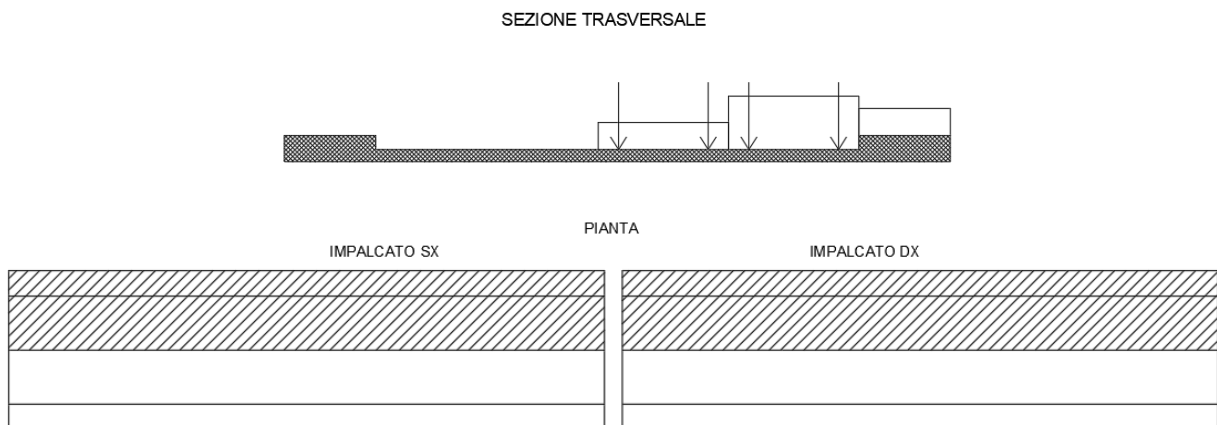


RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

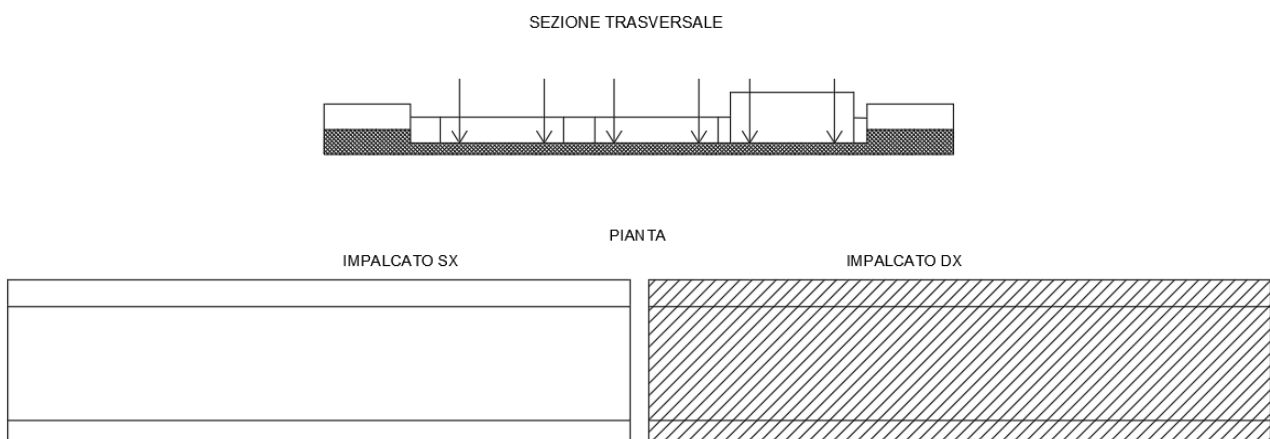
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	20 di 59



- 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	210	m
n° corsie	3	
Qv	1200	kN
q4	229	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: LATITUDINE:

Ricerca per comune
 REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

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:

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_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

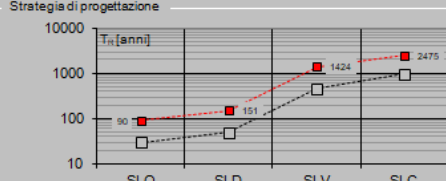
SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="90"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="151"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1424"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni
 Grafici parametri azione
 Grafici spettri di risposta
 Tabella parametri azione

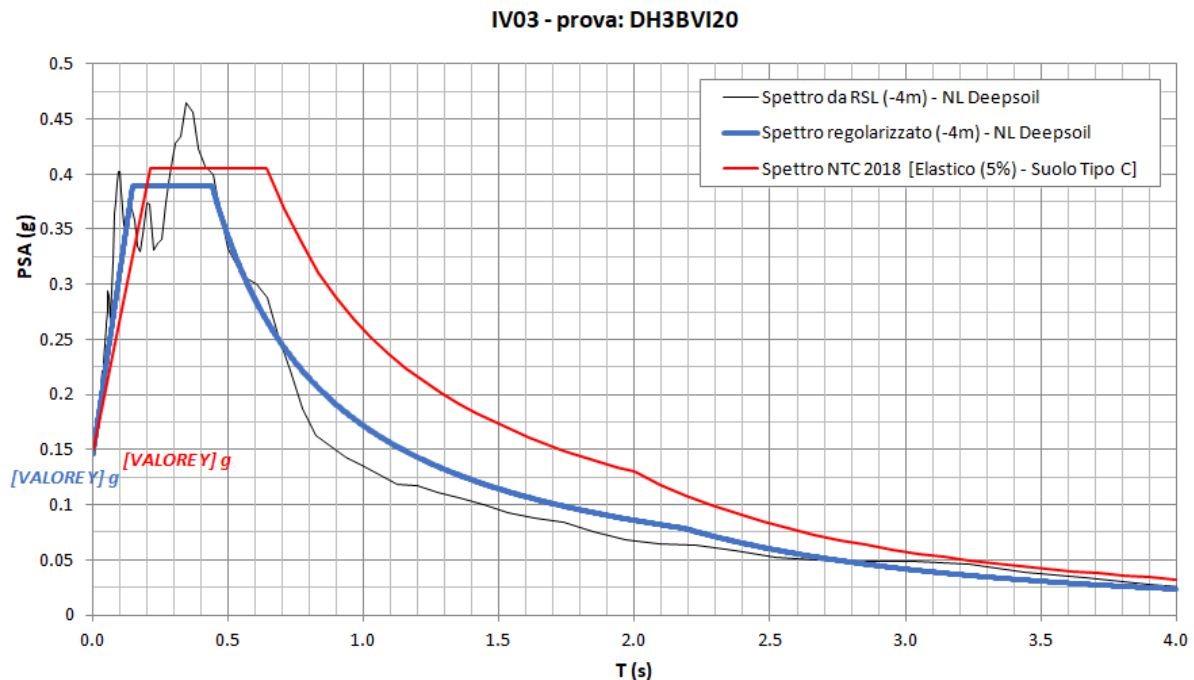
Strategia di progettazione



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:



➤ Calcolo dell'azione Sismica

Per il calcolo delle azioni sismiche si utilizza una Analisi Statica Lineare, come riportata nel cap. 7.9.4.1 delle Normative. Qualora le ipotesi non siano soddisfatte, si è fatto riferimento ad una Analisi Dinamica Modale, attraverso la costruzione di un modello tridimensionale agli Elementi Finiti semplificato.

I Fattori di struttura utilizzati sono:

- $q= 1.5$ per la verifica a presso flessione della pila
- $q= 1.5/1.1$ per la verifica a capacità portante verticale dei pali e verifica del plinto
- $q= 1$ per le verifiche a taglio degli elementi strutturali (vedi anche punto successivo), verifiche a capacità portante orizzontale dei pali.
- Solo per la verifica a taglio dello spiccato della pila, il criterio adottato è quello della gerarchia delle resistenze, così come indicato al punto 7.9.5 delle NTC
- Per l'azione sismica verticale si adotta $q=1$

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

Condizione Sismica			
Massa sismica impalcato dir x	mix	11720	kN
Massa efficace pila dir x	mpx	3813	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	15533	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	mix/5	2344	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi _y	10146	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp _y	3813	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	13959	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi _y /5	2029	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	miz	10146	kN
Massa efficace pila dir. Z	mp _z	3813	kN
Massa complessiva dir. Z	miz + mp _z	13959	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	miz/5	2029	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	J _{yy}	7.37	m ⁴
Inerzia Pila asse x	J _{xx}	7.37	m ⁴
Area Pila	A _p	9.62	m ²
Rigidezza Pila asse y	K _y	309971916	N/m
Rigidezza Pila asse x	K _x	309971916	N/m
rigidezza Pila asse z	K _z	30237829291	N/m
Periodo x	T _x	0.44	s
Periodo y	T _y	0.42	s
Periodo z	T _z	0.04	s

Accelerazione orizzontale Se(T _x) direzione x	a _g x	0.39	
Accelerazione orizzontale Se(T _y) direzione y	a _g y	0.39	
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	0.26	
Accelerazione orizzontale Sd(T _y) direzione y	a _g y	0.26	
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	0.29	
Accelerazione orizzontale Sd(T _y) direzione y	a _g y	0.29	
Accelerazione Verticale Sd(T _z) direzione z	a _g z	0.08	
q=1			
Accelerazione orizzontale Sd(T _x) direzione x	a _g x	0.39	
Accelerazione orizzontale Sd(T _y) direzione y	a _g y	0.39	
Accelerazione Verticale Sd(T _z) direzione z	a _g z	0.08	

Condizione Sismica - Taglianti Totali			
q=1.5			
Tagliante direzione x	F x	4028	kN
Tagliante direzione y	F y	3620	kN
Tagliante direzione z	F z	1047	kN
q=1.36			
Tagliante direzione x	F x	4443	kN
Tagliante direzione y	F y	3993	kN
Tagliante direzione z	F z	1047	kN
q=1			
Tagliante direzione x	F x	6042	kN
Tagliante direzione y	F y	5430	kN
Tagliante direzione z	F z	1047	kN

4.6.8 Analisi Dinamica Lineare

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

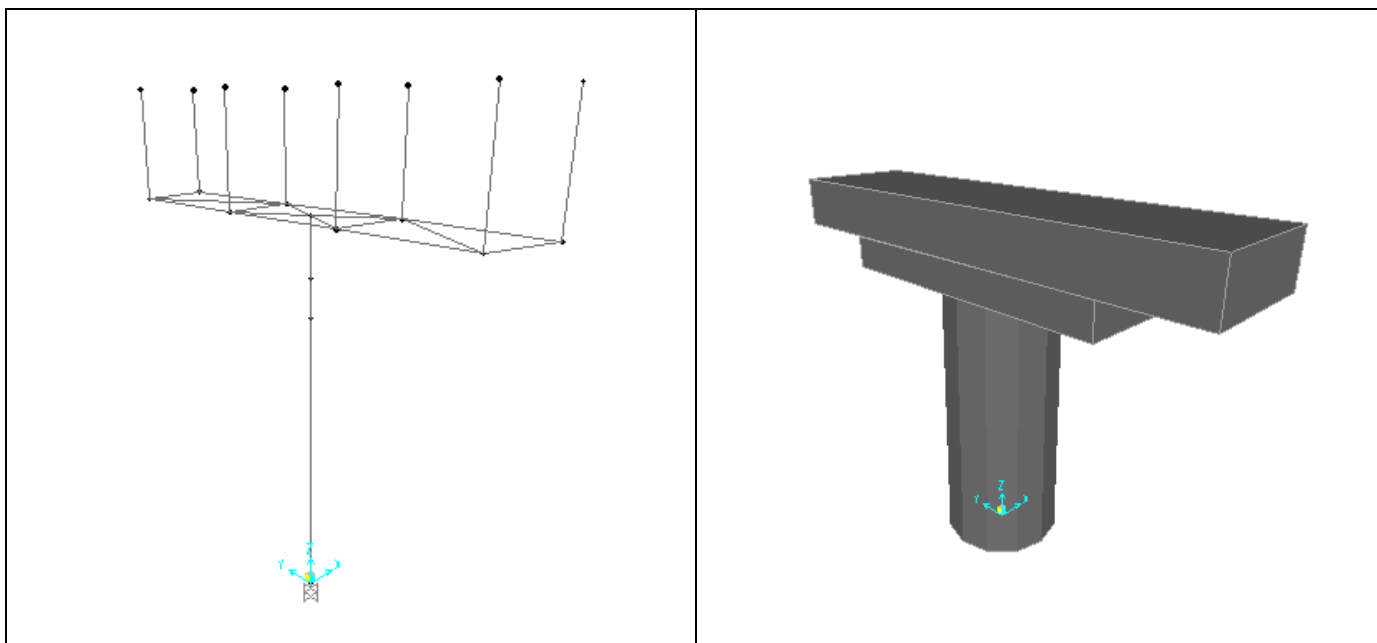


Figura 1: Modello FEM

Si riportano di seguito i risultati della analisi modale:

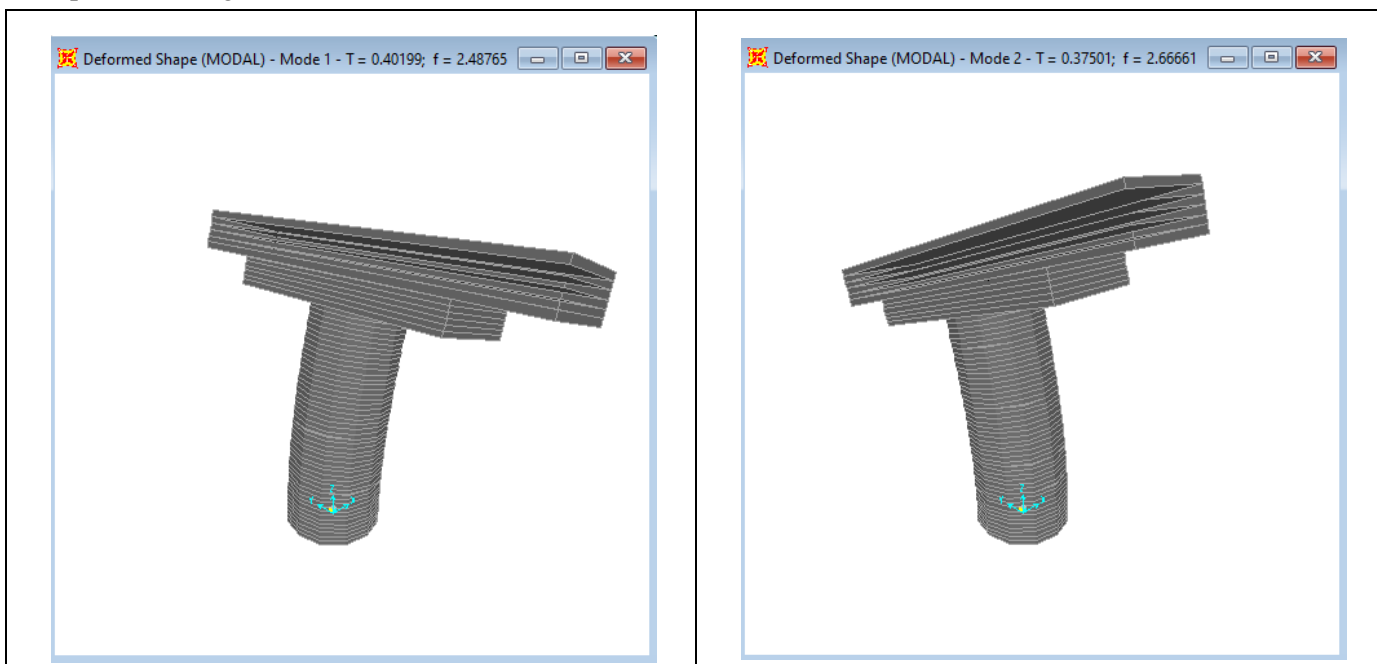


Figura 2: Modello FEM – Analisi Modale (100% rigidezza)

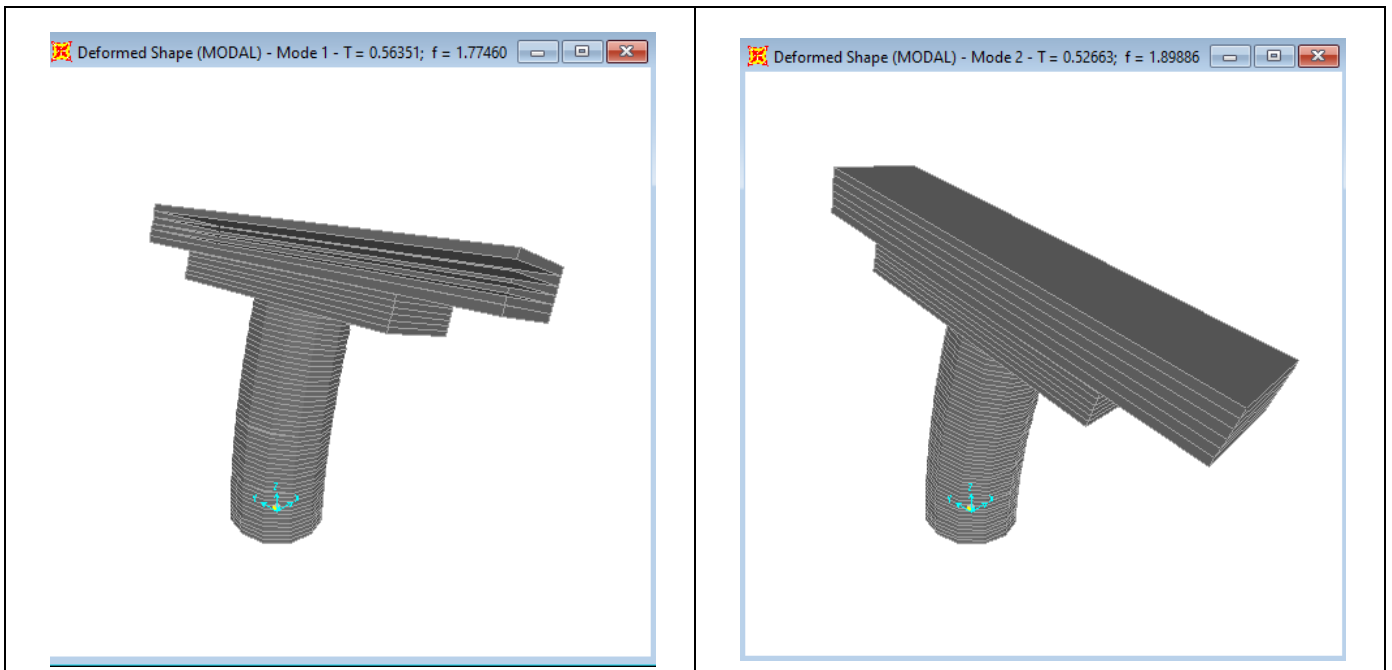


Figura 3: Modello FEM – Analisi Modale (50% rigidezza)

4.6.9 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

Le sollecitazioni agenti in testa palo vengono calcolate nell'ipotesi di platea di fondazione infinitamente rigida, attraverso la relazione

$$R(x, y) = \frac{N}{n} + \frac{M_l}{J_l} \cdot y + \frac{M_t}{J_t} \cdot x$$

dove

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

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

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio si ripartiscano uniformemente tra i pali, risultando

$$T(x, y) = \frac{\sqrt{H_l^2 + H_t^2}}{n}$$

dove H_l, H_t sono le forze orizzontali longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata.

4.6.10 Riepilogo risultati

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

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

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

SPICCATO PILA: condizione statica

Descrizione carico	F_z	F_x	F_y	b_{ix}	b_{iy}	b_{iz}	M_x	M_y
	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Pila	5096			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		112		0.00	0.00	10.50	0	1180
Vento su pila dir.y			46.1	0.00	0.00	10.50	484	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	5096			0.00	0.00	0	0	0
Plinto	8265.625			0.00	0.00	1.25	0.00	0
Rinterro	2400			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Vento su pila dir. x		112		0.00	0.00	13.00	0	1460
Vento su pila dir.y			46.11906743	0.00	0.00	13.00	600	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		1240		0.00	0.00	1.25	0.00	1550
Plinto sisma y			1240	0.00	0.00	1.25	1550	0
Plinto sisma z	620			0.00	0.00	1.25	0	0
Rinterro sisma z	180			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	19580	518	1153	16177	7820
A2 - SLU - MT max gr.1	18319	518	1153	25841	7861
A2 - SLU - ML max gr.1	18397	605	1117	15877	11287
A2 - SLU - N max gr.2	18159	1088	1153	15958	15617
A2 - SLU - MT max gr.2	17352	1088	1153	21845	15679
A2 - SLU - ML max gr.2	17436	1176	1117	15638	18284
A2 - SLU - N max gr.3	18159	518	1682	23337	7659
A2 - SLU - MT max gr.3	17352	518	1682	29225	7722
A2 - SLU - ML max gr.3	17436	605	1381	19328	10327
A2 - SLU - Vento ponte scarico	15372	517	1071	14129	7275
A2 - SLU - N max gr.1	18824	432	1067	15239	6726
A2 - SLU - MT max gr.1	17563	432	1067	24903	6767
A2 - SLU - ML max gr.1	17641	519	1031	14939	10193
A2 - SLU - N max gr.2	17403	1002	1067	15019	14532
A2 - SLU - MT max gr.2	16596	1002	1067	20907	14583
A2 - SLU - ML max gr.2	16680	1090	1031	14700	17190
A2 - SLU - N max gr.3	17403	432	1596	22399	6565
A2 - SLU - MT max gr.3	16596	432	1596	28287	6628
A2 - SLU - ML max gr.3	16680	519	1295	18390	9233
A2 - SLU - Vento ponte scarico	14616	432	985	13191	6181
A1 - SLU - N max gr.1	25049	600	1333	18715	9261
A1 - SLU - MT max gr.1	23569	600	1333	30060	9309
A1 - SLU - ML max gr.1	23660	701	1291	18371	13313
A1 - SLU - N max gr.2	23381	1270	1333	18458	18413
A1 - SLU - MT max gr.2	22434	1270	1333	25370	18487
A1 - SLU - ML max gr.2	22533	1371	1291	18091	21326
A1 - SLU - N max gr.3	23381	600	1954	27121	9072
A1 - SLU - MT max gr.3	22434	600	1954	34033	9146
A1 - SLU - ML max gr.3	22533	701	1602	22422	12183
A1 - SLU - Vento ponte scarico	20110	769	1407	18183	10470
A1 - SLU - N max gr.1	19556	457	1190	17152	7087
A1 - SLU - MT max gr.1	18075	457	1190	28496	7135
A1 - SLU - ML max gr.1	18167	558	1148	16807	11139
A1 - SLU - N max gr.2	17887	1127	1190	16894	16240
A1 - SLU - MT max gr.2	17887	1127	1190	16894	16240
A1 - SLU - ML max gr.2	16941	1228	1148	23370	13735
A1 - SLU - N max gr.3	17039	1127	1190	16963	18291
A1 - SLU - MT max gr.3	17887	457	1811	25557	6899
A1 - SLU - ML max gr.3	16941	558	1769	32033	8034
A1 - SLU - Vento ponte scarico	17039	626	1528	21585	10720
SLE Rara - N max gr.1	14616	286	1051	14303	4647
SLE Rara - MT max gr.1	18275	413	901	12692	6455
SLE Rara - ML max gr.1	17179	480	874	20805	7198
SLE Rara - N max gr.2	17246	413	901	12760	8670
SLE Rara - MT max gr.2	17039	909	901	12502	13234
SLE Rara - ML max gr.2	16338	976	874	17331	13997
SLE Rara - N max gr.3	16411	909	901	12552	14754
SLE Rara - MT max gr.3	17039	413	1361	18919	6315
SLE Rara - ML max gr.3	16338	480	1334	23748	7078
SLE Rara - Vento ponte scarico	16411	525	1150	15955	9014
SLE Freq. - N max gr.1	17360	381	381	4744	6003
SLE Freq. - MT max gr.1	16538	381	381	11046	6030
SLE Freq. - ML max gr.1	16589	381	381	4794	7664
SLE Freq. - N max gr.2	16434	753	381	4601	11088
SLE Freq. - MT max gr.2	15908	753	381	8441	11129
SLE Freq. - ML max gr.2	15962	753	381	4639	12227
SLE Freq. - N max gr.3	16434	381	726	9413	5898
SLE Freq. - MT max gr.3	15908	381	726	13253	5939
SLE Freq. - ML max gr.3	15962	381	553	7045	7038
SLE Freq. - Vento ponte scarico	14616	308	393	4676	4883
SLE Q.P. - ML max gr.3	14616	413	413	4520	6040
SLV -dir X_1	15466	4610	1449	19229	64586
SLV -dir X_2	14818	4610	1449	19229	64586
SLV -dir Y_1	15453	1670	4043	56572	23725
SLV -dir Y_2	14805	1670	4043	56572	23725
SLV -dir Z+	16428	1670	1495	19857	23718
SLV -dir Z-	14268	1670	1495	19857	23718
SLV -dir X_1	15466	5043	1561	20774	70531
SLV -dir X_2	14818	5043	1561	20774	70531
SLV -dir Y_1	15453	1800	4418	61725	25508
SLV -dir Y_2	14805	1800	4418	61725	25508
SLV -dir Z+	16428	1800	1607	21402	25501
SLV -dir Z-	14268	1800	1607	21402	25501
SLV -dir X_1	15466	6710	1995	26736	93461
SLV -dir X_2	14818	6710	1995	26736	93461
SLV -dir Y_1	15453	2300	5863	81597	32387
SLV -dir Y_2	14805	2300	5863	81597	32387
SLV -dir Z+	16428	2300	2041	27364	32380
SLV -dir Z-	14268	2300	2041	27364	32380

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	4451	1274	14894	16017	54729
EX_1	Combination	Min	-4451	-1274	14894	-16017	-57916
EY_1	Combination	Max	1335	4246	14894	53374	15307
EY_1	Combination	Min	-1336	-4246	14894	-53374	-18495
EX_2	Combination	Max	4451	1274	14668	16017	54729
EX_2	Combination	Min	-4451	-1274	14668	-16017	-57916
EY_2	Combination	Max	1335	4246	14668	53374	15307
EY_2	Combination	Min	-1336	-4246	14668	-53374	-18495
EZ_1	Combination	Max	1335	1274	15158	16013	15304
EZ_1	Combination	Min	-1335	-1274	15158	-16013	-18492
EZ_2	Combination	Max	1335	1274	14405	16013	15304
EZ_2	Combination	Min	-1335	-1274	14405	-16013	-18492
			4451	4246		53374	57916

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	5687	1525	14894	19167	70392
EX_1	Combination	Min	-5687	-1525	14894	-19167	-73579
EY_1	Combination	Max	1706	5082	14894	63881	20005
EY_1	Combination	Min	-1706	-5082	14894	-63881	-23192
EX_2	Combination	Max	5687	1525	14668	19167	70392
EX_2	Combination	Min	-5687	-1525	14668	-19167	-73579
EY_2	Combination	Max	1706	5082	14668	63881	20005
EY_2	Combination	Min	-1706	-5082	14668	-63881	-23192
EZ_1	Combination	Max	1706	1525	15158	19165	20003
EZ_1	Combination	Min	-1706	-1525	15158	-19165	-23190
EZ_2	Combination	Max	1706	1525	14405	19165	20003
EZ_2	Combination	Min	-1706	-1525	14405	-19165	-23190
			5687	5082		63881	73579

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 IV03

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	30 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	30966	518	1153	19058	9114
A2 - SLU - MT max gr.1	29705	518	1153	28722	9155
A2 - SLU - ML max gr.1	29782	605	1117	18668	12800
A2 - SLU - N max gr.2	29544	1088	1153	18839	18336
A2 - SLU - MT max gr.2	28738	1088	1153	24727	18399
A2 - SLU - ML max gr.2	28822	1176	1117	18430	21223
A2 - SLU - N max gr.3	29544	518	1682	27541	8953
A2 - SLU - MT max gr.3	28738	518	1682	33429	9016
A2 - SLU - ML max gr.3	28822	605	1381	22781	11840
A2 - SLU - Vento ponte scanico	26758	517	1071	16806	8568
A2 - SLU - N max gr.1	29490	432	1067	17906	7806
A2 - SLU - MT max gr.1	28229	432	1067	27570	7846
A2 - SLU - ML max gr.1	28306	519	1031	17516	11492
A2 - SLU - N max gr.2	28068	1002	1067	17686	17028
A2 - SLU - MT max gr.2	27262	1002	1067	23574	17091
A2 - SLU - ML max gr.2	27346	1090	1031	17277	19915
A2 - SLU - N max gr.3	28068	432	1596	26389	7645
A2 - SLU - MT max gr.3	27262	432	1596	32276	7708
A2 - SLU - ML max gr.3	27346	519	1295	21628	10531
A2 - SLU - Vento ponte scanico	25282	432	985	15654	7260
A1 - SLU - N max gr.1	39808	600	1333	22047	10761
A1 - SLU - MT max gr.1	38328	600	1333	33392	10809
A1 - SLU - ML max gr.1	38419	701	1291	21599	15066
A1 - SLU - N max gr.2	38140	1270	1333	21790	21588
A1 - SLU - MT max gr.2	37193	1270	1333	28702	21661
A1 - SLU - ML max gr.2	37291	1371	1291	21319	24953
A1 - SLU - N max gr.3	38140	600	1954	32005	10573
A1 - SLU - MT max gr.3	37193	600	1954	38917	10647
A1 - SLU - ML max gr.3	37291	701	1602	26427	13938
A1 - SLU - Vento ponte scanico	34868	769	1407	21701	12392
A1 - SLU - N max gr.1	30221	457	1190	20127	8231
A1 - SLU - MT max gr.1	28741	457	1190	31471	8279
A1 - SLU - ML max gr.1	28832	558	1148	19678	12535
A1 - SLU - N max gr.2	28553	1127	1190	19869	19057
A1 - SLU - MT max gr.2	28553	1127	1190	19869	19057
A1 - SLU - ML max gr.2	27606	1228	1148	26241	20445
A1 - SLU - N max gr.3	27705	1127	1190	19938	21108
A1 - SLU - MT max gr.3	28553	457	1811	30085	8042
A1 - SLU - ML max gr.3	27606	558	1769	36437	9430
A1 - SLU - Vento ponte scanico	27705	626	1528	25405	12284
SLE Rara - N max gr.1	25282	286	1051	16932	5361
SLE Rara - MT max gr.1	28941	413	901	14945	7487
SLE Rara - ML max gr.1	27844	480	874	22989	8399
SLE Rara - N max gr.2	27912	413	901	15013	9702
SLE Rara - MT max gr.2	27705	909	901	14755	15506
SLE Rara - ML max gr.2	27004	976	874	19515	16437
SLE Rara - N max gr.3	27076	909	901	14806	17026
SLE Rara - MT max gr.3	27705	413	1361	22322	7347
SLE Rara - ML max gr.3	27004	480	1334	27082	8278
SLE Rara - Vento ponte scanico	27076	525	1150	18829	10327
SLE Freq. - N max gr.1	28026	381	381	5696	6955
SLE Freq. - MT max gr.1	27204	381	381	11999	6982
SLE Freq. - ML max gr.1	27254	381	381	5747	8617
SLE Freq. - N max gr.2	27099	753	381	5553	12970
SLE Freq. - MT max gr.2	26573	753	381	9393	13011
SLE Freq. - ML max gr.2	26628	753	381	5591	14110
SLE Freq. - N max gr.3	27099	381	726	11228	6851
SLE Freq. - MT max gr.3	26573	381	726	15068	6892
SLE Freq. - ML max gr.3	26628	381	553	8429	7990
SLE Freq. - Vento ponte scanico	25282	308	393	5659	5653
SLE Q.P. - ML max gr.3	25282	413	413	5552	7072
SLV -dir X_1	26372	5850	1821	23316	77661
SLV -dir X_2	25244	5850	1821	23316	77661
SLV -dir Y_1	26358	2042	5283	68230	28365
SLV -dir Y_2	25230	2042	5283	68230	28365
SLV -dir Z+	27893	2042	1867	24059	28358
SLV -dir Z-	24134	2042	1867	24059	28358
SLV -dir X_1	26372	6282	1933	25143	84687
SLV -dir X_2	25244	6282	1933	25143	84687
SLV -dir Y_1	26358	2172	5658	74319	30473
SLV -dir Y_2	25230	2172	5658	74319	30473
SLV -dir Z+	27893	2172	1979	25886	30466
SLV -dir Z-	24134	2172	1979	25886	30466
SLV -dir X_1	26372	7950	2367	32189	111786
SLV -dir X_2	25244	7950	2367	32189	111786
SLV -dir Y_1	26358	2672	7103	97805	38603
SLV -dir Y_2	25230	2672	7103	97805	38603
SLV -dir Z+	27893	2672	2413	32932	38596
SLV -dir Z-	24134	2672	2413	32932	38596

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	39808	600	1333	22047	10761	5638	3208	162
AI - SLU - MT max gr.1	38328	600	1333	33392	10809	5896	2622	162
AI - SLU - ML max gr.1	38419	701	1291	21599	15066	5627	2911	163
AI - SLU - N max gr.2	38140	1270	1333	21790	21588	5844	2631	205
AI - SLU - MT max gr.2	37193	1270	1333	28702	21661	5998	2267	205
AI - SLU - ML max gr.2	37291	1371	1291	21319	24953	5857	2430	209
AI - SLU - N max gr.3	38140	600	1954	32005	10573	5815	2661	227
AI - SLU - MT max gr.3	37193	600	1954	38917	10647	5968	2297	227
AI - SLU - ML max gr.3	37291	701	1602	26427	13938	5638	2648	194
AI - SLU - Vento ponte scarico	34868	769	1407	21701	12392	5137	2612	178
AI - SLU - N max gr.1	30221	457	1190	20127	8231	4408	2308	142
AI - SLU - MT max gr.1	28741	457	1190	31471	8279	4666	1721	142
AI - SLU - ML max gr.1	28832	558	1148	19678	12535	4397	2010	142
AI - SLU - N max gr.2	28553	1127	1190	19869	19057	4614	1731	182
AI - SLU - MT max gr.2	28553	1127	1190	19869	19057	4614	1731	182
AI - SLU - ML max gr.2	27606	1228	1148	26241	20445	4797	1338	187
AI - SLU - N max gr.3	27705	1127	1190	19938	21108	4599	1558	182
AI - SLU - MT max gr.3	28553	457	1811	30085	8042	4585	1760	208
AI - SLU - ML max gr.3	27606	558	1769	36457	9430	4767	1368	206
AI - SLU - Vento ponte scarico	27705	626	1528	25405	12284	4474	1682	183
						5998	1338	227

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	26372	6282	1933	25143	84687	6998	-1138	730
SLV -dir.X 2	25244	6282	1933	25143	84687	6873	-1263	730
SLV -dir.Y 1	26358	2172	5658	74319	30473	6810	-952	673
SLV -dir.Y 2	25230	2172	5658	74319	30473	6685	-1078	673
SLV -dir.Z+	27893	2172	1979	25886	30466	5186	1012	327
SLV -dir.Z-	24134	2172	1979	25886	30466	4769	594	327
						6998	-1263	730

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	26372	7950	2367	32189	111786	8263	-2402	922
SLV -dir.X 2	25244	7950	2367	32189	111786	8137	-2528	922
SLV -dir.Y 1	26358	2672	7103	97805	38603	7981	-2123	843
SLV -dir.Y 2	25230	2672	7103	97805	38603	7855	-2249	843
SLV -dir.Z+	27893	2672	2413	32932	38596	5748	450	400
SLV -dir.Z-	24134	2672	2413	32932	38596	5331	32	400
						8263	-2528	922

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	25282	286	1051	16932	5361	3635	1983	121
SLE Rara - MT max gr.1	28941	413	901	14945	7487	4046	2385	110
SLE Rara - ML max gr.1	27844	480	874	22989	8399	4256	1931	111
SLE Rara - N max gr.2	27912	413	901	15013	9702	4017	2186	110
SLE Rara - MT max gr.2	27705	909	901	14755	15506	4199	1958	142
SLE Rara - ML max gr.2	27004	976	874	19515	16437	4332	1669	146
SLE Rara - N max gr.3	27076	909	901	14806	17026	4187	1830	142
SLE Rara - MT max gr.3	27705	413	1361	22322	7347	4177	1979	158
SLE Rara - ML max gr.3	27004	480	1334	27082	8278	4310	1691	157
SLE Rara - Vento ponte scarico	27076	525	1150	18829	10327	4088	1929	140
						4332	1669	158

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

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 Freq. - N max gr.1	28026	381	381	5696	6955	3583	2645	60
SLE Freq. - MT max gr.1	27204	381	381	11999	6982	3726	2320	60
SLE Freq. - ML max gr.1	27254	381	381	5747	8617	3560	2496	60
SLE Freq. - N max gr.2	27099	753	381	5553	12970	3697	2325	94
SLE Freq. - MT max gr.2	26573	753	381	9393	13011	3782	2123	94
SLE Freq. - ML max gr.2	26628	753	381	5591	14110	3688	2229	94
SLE Freq. - N max gr.3	27099	381	726	11228	6851	3681	2341	91
SLE Freq. - MT max gr.3	26573	381	726	15068	6892	3766	2139	91
SLE Freq. - ML max gr.3	26628	381	553	8429	7990	3567	2351	75
SLE Freq. - Vento ponte scarico	25282	308	393	5659	5653	3228	2390	56
						3782	2123	94

Tabella 11 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE freq.

4.8.1 Scalzamento

La condizione di scalzamento viene valutata secondo cap. 5.1.2.3” *Compatibilità idraulica*”:

Lo scalzamento e le azioni idrodinamiche associati all’evento di piena di progetto devono essere combinate esclusivamente con le altre azioni variabili da traffico, adottando per queste ultime i coefficienti di combinazione ψ_1 .

L’azione idrodinamica viene valutata secondo:

$$q_{idr} = \frac{1}{2} \rho v^2$$

Con:

$\rho=1000$ kg/m³ densità dell’acqua

$v=$ m/s velocità della corrente

da cui, considerando una distribuzione di pressione triangolare ed un certo angolo di incidenza della corrente rispetto alle pile, la risultante della spinta è pari a:

$$F_{idr} = \int (q_{idr}/h) z Cr \sin(\alpha) b dz$$

Con:

h = altezza investita dalla corrente = altezza corrente + altezza scalzamento

α = angolo di incidenza

b = larghezza investita dalla corrente

$C_r=1.44$ coefficiente di forma per pila di forma rettangolare/ 0.7 per pila di forma circolare

Dati corrente

h corrente	3.72	m
h scalzamento	7.1	m
angolo corrente (rispetto asse x)	60.0	°
velocità corrente	1.71	m/s
densità acqua	1000	kg/m ³

Dati plinto

ricoprimento plinto	0.5	m
altezza plinto	2.5	m
Lunghezza lungo asse x	12	m
Lunghezza lungo asse y	12	m

Dati pila

Tipo pila	c	
Lunghezza lungo asse x	3.5	m
Lunghezza lungo asse y	3.5	m

coefficiente di forma pila	0.7	
coefficiente di forma plinto	1.44	
q _{idr}	1.46	kPa
h tot investita	10.82	m
h pila investita	4.22	m
h plinto investita	2.5	m
h pali investita	4.1	m
h fondazione investita	6.6	m
q max	1.46	kPa
q spiccato pila	0.89	kPa

Sollecitazioni

F pila x	6.08	kN
F pila y	10.54	kN
M _x pila	24.03	kN*m
M _y pila	13.87	kN*m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	35 di 59

F fondazione x	31.51	kN
F fondazione y	54.58	kN
Mx fondazione	287.37	kN*m
My fondazione	165.91	kN*m
n pali	9	
V palo	7	kN
N palo	12	kN

Tali azioni andrebbero sommate alle azioni agenti sulla pila e sulla fondazione nella condizione Frequente, ma risultano di due ordini di grandezza inferiori. Verranno pertanto trascurate.

4.9 Verifiche degli elementi strutturali

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

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

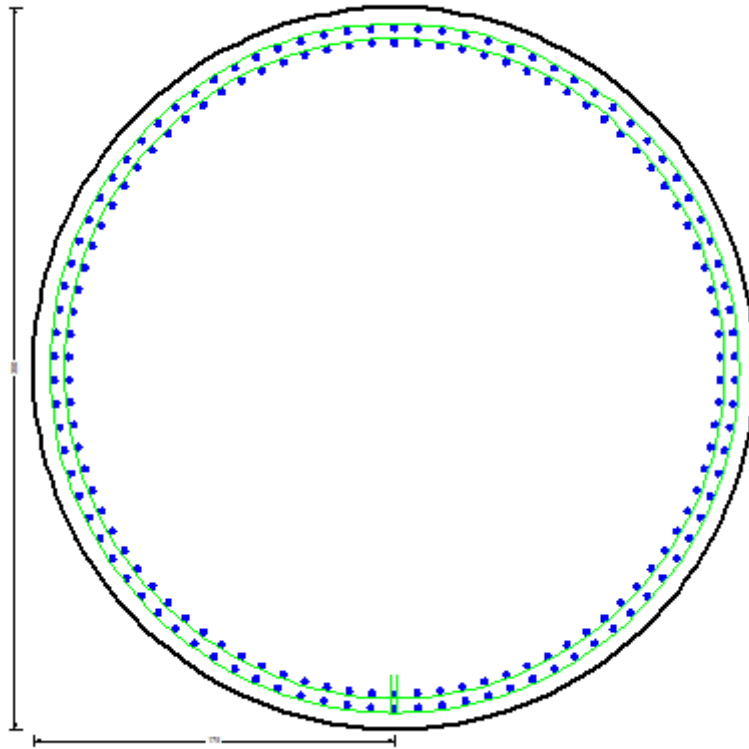
4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy, Tx)	Trasv(Mxx, Ty)	
Altezza pila	H	13.8	13.8	m
Fattore di struttura		1.5	1.5	
Fattore di sovrarresistenza (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Fattore di sovrarresistenza filtrato (eq. 7.9.7)	γ_{Rd}	1	1	
Taglio agente (q=1)	V	6710	5863	kN
Momento agente (q=1)	M	93461	81597	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	4610	4043	kN
Momento agente (con q)	MEd	64586	56572	kN*m
Momento Resistente	MRd	79238	76746	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1.23	1.36	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		CRITICA	NON CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	da calc.	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	6710	5863	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	5656	5485	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	5656	5485	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.14	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.14	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	5656	5485	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.03	1.14	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	da calc.	

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

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



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:
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 B1*B2 :		1.00
Coeff. Aderenza differito B1*B2 :		0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	38 di 59

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C32/40

Raggio circ.: 175.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	165.0	90	30
2	0.0	0.0	158.0	90	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 16 mm
Passo staffe: 10.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	25049.00	9261.00	18715.00	600.00	1333.00
2	23569.00	9309.00	30060.00	600.00	1333.00
3	23660.00	13313.00	18371.00	701.00	1291.00
4	23381.00	18413.00	18458.00	1270.00	1333.00
5	22434.00	18487.00	25370.00	1270.00	1333.00
6	22533.00	21526.00	18091.00	1371.00	1291.00
7	23381.00	9072.00	27121.00	600.00	1954.00
8	22434.00	9146.00	34033.00	600.00	1954.00
9	22533.00	12185.00	22422.00	701.00	1602.00
10	20110.00	10470.00	18183.00	769.00	1407.00
11	19556.00	7087.00	17152.00	457.00	1190.00
12	18075.00	7135.00	28496.00	457.00	1190.00
13	18167.00	11139.00	16807.00	558.00	1148.00
14	17887.00	16240.00	16894.00	1127.00	1190.00
15	17887.00	16240.00	16894.00	1127.00	1190.00
16	16941.00	17375.00	23370.00	1228.00	1148.00
17	17039.00	18291.00	16963.00	1127.00	1190.00
18	17887.00	6899.00	25557.00	457.00	1811.00
19	16941.00	8034.00	32033.00	558.00	1769.00

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	39 di 59

20	17039.00	10720.00	21585.00	626.00	1528.00
21	15466.00	64586.00	19229.00	4610.00	1449.00
22	14818.00	64586.00	19229.00	5656.00	1449.00
23	15453.00	23725.00	56572.00	1670.00	5485.00
24	14805.00	23725.00	56572.00	1670.00	4043.00
25	16428.00	23718.00	19857.00	1670.00	1495.00
26	14268.00	23718.00	19857.00	1670.00	1495.00

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	14616.00	4647.00	14303.00
2	18275.00	6455.00	12692.00
3	17179.00	7198.00	20805.00
4	17246.00	8670.00	12760.00
5	17039.00	13234.00	12502.00
6	16338.00	13997.00	17331.00
7	16411.00	14754.00	12552.00
8	17039.00	6315.00	18919.00
9	16338.00	7078.00	23748.00
10	16411.00	9014.00	15955.00

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	17360.00	6003.00 (1992.99)	4744.00 (0.00)
2	16538.00	6030.00 (23364.73)	11046.00 (42800.47)
3	16589.00	7664.00 (142920.33)	4794.00 (89399.80)
4	16434.00	11088.00 (48680.44)	4601.00 (20200.10)
5	15908.00	11129.00 (31355.00)	8441.00 (23781.79)
6	15962.00	12227.00 (40430.72)	4639.00 (15339.67)
7	16434.00	5898.00 (33431.39)	9413.00 (53355.32)
8	15908.00	5939.00 (15357.55)	13253.00 (34270.70)
9	15962.00	7038.00 (56866.82)	7045.00 (56923.37)
10	14616.00	4883.00 (5210.58)	4676.00 (26220.14)

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
---------	---	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	40 di 59

1 14616.00 6040.00 (260908.71) 4520.00 (195249.57)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 6.9 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	25049.00	9261.00	18715.00	25048.80	40225.65	81301.93	4.341272.3(288.6)	
2	S	23569.00	9309.00	30060.00	23569.11	26508.77	85626.44	2.851272.3(288.6)	
3	S	23660.00	13313.00	18371.00	23659.83	52639.65	72636.28	3.951272.3(288.6)	
4	S	23381.00	18413.00	18458.00	23381.28	63198.67	63373.93	3.431272.3(288.6)	
5	S	22434.00	18487.00	25370.00	22434.00	52286.36	71754.23	2.831272.3(288.6)	
6	S	22533.00	21526.00	18091.00	22532.95	68034.82	57180.22	3.161272.3(288.6)	
7	S	23381.00	9072.00	27121.00	23380.89	28396.30	84872.42	3.131272.3(288.6)	
8	S	22434.00	9146.00	34033.00	22434.17	23049.43	85745.67	2.521272.3(288.6)	
9	S	22533.00	12185.00	22422.00	22533.07	42426.10	78077.84	3.481272.3(288.6)	
10	S	20110.00	10470.00	18183.00	20109.86	43414.64	75397.14	4.151272.3(288.6)	
11	S	19556.00	7087.00	17152.00	19556.27	33060.87	80004.96	4.661272.3(288.6)	
12	S	18075.00	7135.00	28496.00	18074.94	20740.52	82827.20	2.911272.3(288.6)	
13	S	18167.00	11139.00	16807.00	18166.73	47200.58	71242.13	4.241272.3(288.6)	
14	S	17887.00	16240.00	16894.00	17887.28	59070.35	61444.08	3.641272.3(288.6)	
15	S	17887.00	16240.00	16894.00	17887.28	59070.35	61444.08	3.641272.3(288.6)	
16	S	16941.00	17375.00	23370.00	16941.21	50391.32	67777.13	2.901272.3(288.6)	
17	S	17039.00	18291.00	16963.00	17039.25	61985.94	57484.56	3.391272.3(288.6)	
18	S	17887.00	6899.00	25557.00	17887.07	22229.91	82284.38	3.221272.3(288.6)	
19	S	16941.00	8034.00	32033.00	16941.06	20547.63	81929.62	2.561272.3(288.6)	
20	S	17039.00	10720.00	21585.00	17039.02	37605.58	75719.91	3.511272.3(288.6)	
21	S	15466.00	64586.00	19229.00	15466.04	79768.65	23737.86	1.241272.3(288.6)	
22	S	14818.00	64586.00	19229.00	14817.96	79238.62	23586.08	1.231272.3(288.6)	
23	S	15453.00	23725.00	56572.00	15452.84	32170.30	76746.11	1.361272.3(288.6)	
24	S	14805.00	23725.00	56572.00	14804.95	31964.04	76234.92	1.351272.3(288.6)	
25	S	16428.00	23718.00	19857.00	16427.83	64434.37	53948.01	2.721272.3(288.6)	
26	S	14268.00	23718.00	19857.00	14267.83	63029.06	52768.73	2.661272.3(288.6)	

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 min 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.)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	41 di 59

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	156.8	140.1	0.00319	148.3	72.3	-0.00702	-148.3	-72.3
2	0.00350	167.2	83.9	0.00318	156.9	51.0	-0.00722	-156.9	-51.0
3	0.00350	141.7	148.4	0.00318	136.8	92.3	-0.00721	-136.8	-92.3
4	0.00350	123.9	161.6	0.00318	114.6	118.7	-0.00725	-114.6	-118.7
5	0.00350	141.4	139.4	0.00318	130.0	101.6	-0.00738	-130.0	-101.6
6	0.00350	112.6	163.6	0.00318	106.1	126.4	-0.00737	-106.1	-126.4
7	0.00350	166.0	92.9	0.00318	156.9	51.0	-0.00725	-156.9	-51.0
8	0.00350	169.0	71.6	0.00318	160.1	39.9	-0.00739	-160.1	-39.9
9	0.00350	153.8	123.7	0.00318	142.9	82.5	-0.00737	-142.9	-82.5
10	0.00350	151.7	126.4	0.00317	142.9	82.5	-0.00774	-142.9	-82.5
11	0.00350	161.7	66.8	0.00317	153.0	61.8	-0.00783	-153.0	-61.8
12	0.00350	169.8	42.5	0.00316	160.1	39.9	-0.00806	-160.1	-39.9
13	0.00350	145.9	96.7	0.00316	136.8	92.3	-0.00805	-136.8	-92.3
14	0.00350	126.2	121.3	0.00316	122.6	110.4	-0.00809	-122.6	-110.4
15	0.00350	126.2	121.3	0.00316	122.6	110.4	-0.00809	-122.6	-110.4
16	0.00350	140.4	104.4	0.00315	130.0	101.6	-0.00826	-130.0	-101.6
17	0.00350	119.0	128.3	0.00315	114.6	118.7	-0.00824	-114.6	-118.7
18	0.00350	169.0	45.6	0.00316	160.1	39.9	-0.00810	-160.1	-39.9
19	0.00350	169.7	42.6	0.00315	160.1	39.9	-0.00825	-160.1	-39.9
20	0.00350	156.7	77.8	0.00315	148.3	72.3	-0.00824	-148.3	-72.3
21	0.00350	49.9	167.7	0.00315	45.5	158.6	-0.00852	-45.5	-158.6
22	0.00350	49.9	167.7	0.00314	45.5	158.6	-0.00863	-45.5	-158.6
23	0.00350	161.4	67.7	0.00315	153.0	61.8	-0.00852	-153.0	-61.8
24	0.00350	161.4	67.7	0.00314	153.0	61.8	-0.00864	-153.0	-61.8
25	0.00350	112.3	134.2	0.00315	106.1	126.4	-0.00834	-106.1	-126.4
26	0.00350	112.3	134.2	0.00314	106.1	126.4	-0.00874	-106.1	-126.4

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	0.000027728	0.000013721	-0.001914082	----	----
2	0.000030128	0.000009330	-0.002019357	----	----
3	0.000025505	0.000018483	-0.002012164	----	----
4	0.000022383	0.000022328	-0.002032649	----	----
5	0.000025878	0.000018857	-0.002103363	----	----
6	0.000020572	0.000024478	-0.002095592	----	----
7	0.000029985	0.000010030	-0.002033214	----	----
8	0.000030921	0.000008310	-0.002103183	----	----
9	0.000028096	0.000015268	-0.002095879	----	----
10	0.000028645	0.000016494	-0.002284499	----	----
11	0.000030786	0.000012720	-0.002329292	----	----
12	0.000032993	0.000008261	-0.002452003	----	----
13	0.000028313	0.000018765	-0.002444241	----	----
14	0.000024591	0.000023639	-0.002469339	----	----
15	0.000024591	0.000023639	-0.002469339	----	----
16	0.000027751	0.000020632	-0.002551645	----	----
17	0.000023480	0.000025318	-0.002542638	----	----
18	0.000032927	0.000008889	-0.002468563	----	----
19	0.000033528	0.000008409	-0.002549162	----	----
20	0.000030918	0.000015355	-0.002541152	----	----
21	0.000010084	0.000033871	-0.002684493	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	42 di 59

22	0.000010184	0.000034205	-0.002745550	----	----
23	0.000032596	0.000013670	-0.002685667	----	----
24	0.000032918	0.000013805	-0.002746725	----	----
25	0.000022360	0.000026708	-0.002595682	----	----
26	0.000023103	0.000027595	-0.002798161	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = 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	1460.83	43002.04	7852.27291.0	254.9	315.3	1.000	1.138	14.6	78.7(0.0)
2	S	1450.83	42720.73	7890.82291.5	256.1	313.9	1.000	1.130	14.5	78.7(0.0)
3	S	1456.71	42729.71	7892.83291.5	256.1	313.9	1.000	1.131	14.5	78.8(0.0)
4	S	1840.65	42699.90	7894.60291.5	256.3	314.0	1.000	1.129	18.4	78.7(0.0)
5	S	1825.25	42471.17	7926.81291.9	257.2	312.6	1.000	1.124	18.1	78.8(0.0)
6	S	1880.17	42481.45	7920.56291.9	257.1	312.6	1.000	1.125	18.7	78.7(0.0)
7	S	2043.41	42700.68	7893.65291.5	256.3	314.0	1.000	1.129	20.4	78.7(0.0)
8	S	2042.76	42470.93	7923.63291.9	257.2	312.6	1.000	1.124	20.3	78.7(0.0)
9	S	1742.30	42481.84	7923.26291.9	257.1	312.6	1.000	1.125	17.3	78.7(0.0)
10	S	1603.04	42086.30	7975.77292.4	258.9	311.2	1.000	1.111	15.8	78.7(0.0)
11	S	1274.33	41889.91	7998.56292.9	259.7	309.8	1.000	1.108	12.5	78.7(0.0)
12	S	1265.36	41585.14	8037.11293.4	260.9	308.3	1.000	1.100	12.4	78.7(0.0)
13	S	1265.18	41734.13	8022.79292.9	260.4	309.8	1.000	1.100	12.4	78.7(0.0)
14	S	1638.93	41565.48	8044.95293.4	261.0	308.3	1.000	1.099	16.0	78.8(0.0)
15	S	1638.93	41565.48	8044.95293.4	261.0	308.3	1.000	1.099	16.0	78.8(0.0)
16	S	1653.96	41458.89	8059.63293.4	261.6	308.3	1.000	1.094	16.2	78.7(0.0)
17	S	1635.53	41469.56	8057.17293.4	261.5	308.3	1.000	1.094	16.0	78.7(0.0)
18	S	1867.52	41564.60	8042.01293.4	261.0	308.3	1.000	1.099	18.3	78.7(0.0)
19	S	1851.60	41456.18	8056.84293.4	261.6	308.3	1.000	1.094	18.1	78.7(0.0)
20	S	1646.97	41467.93	8055.43293.4	261.5	308.3	1.000	1.094	16.1	78.7(0.0)
21	S	4831.80	41148.95	8096.79293.9	262.8	306.9	1.000	1.086	47.0	78.7(0.0)
22	S	5834.32	40930.12	8121.53294.4	263.6	305.3	1.000	1.082	56.6	78.7(0.0)
23	S	5704.06	41147.43	8097.30293.9	262.9	306.9	1.000	1.085	55.5	78.7(0.0)
24	S	4374.26	40928.58	8122.04294.4	263.7	305.3	1.000	1.082	42.4	78.7(0.0)
25	S	2240.18	41257.05	8079.14293.9	262.3	306.8	1.000	1.091	21.8	78.7(0.0)
26	S	2240.18	40867.26	8130.93294.4	264.0	305.3	1.000	1.079	21.7	78.7(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)

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	43 di 59

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	4.30	166.4	1190.0	-30.7	-156.9	-51.0	5987	226.2
2	S	4.24	156.0	1190.0	-15.8	-148.3	-72.3	3200	162.6
3	S	6.24	165.4	1190.0	-63.2	-156.9	-51.0	7373	275.7
4	S	4.48	144.7	1190.0	-23.9	-136.8	-92.3	4598	197.9
5	S	5.19	120.2	1190.0	-39.7	-114.6	-118.7	6277	240.3
6	S	6.31	136.1	1190.0	-69.3	-130.0	-101.6	7667	282.7
7	S	5.50	113.4	1190.0	-49.5	-106.1	-126.4	6927	254.5
8	S	5.67	166.0	1190.0	-50.3	-156.9	-51.0	6879	254.5
9	S	7.02	167.7	1190.0	-87.3	-156.9	-51.0	8099	296.9
10	S	5.22	152.4	1190.0	-43.0	-142.9	-82.5	6585	254.5

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00017	0	0.500	30.0	85	0.00009 (0.00009)	424	0.039 (0.20)	10271.37	31614.26
2	S	-0.00009	0	0.500	30.0	85	0.00005 (0.00005)	389	0.018 (0.20)	21216.70	41716.87
3	S	-0.00034	0	0.500	30.0	85	0.00019 (0.00019)	425	0.081 (0.20)	9225.08	26664.05
4	S	-0.00013	0	0.500	30.0	85	0.00007 (0.00007)	407	0.029 (0.20)	21618.07	31816.22
5	S	-0.00022	0	0.500	30.0	85	0.00012 (0.00012)	422	0.050 (0.20)	23381.98	22088.67
6	S	-0.00037	0	0.500	30.0	85	0.00021 (0.00021)	427	0.089 (0.20)	17094.11	21165.82
7	S	-0.00027	0	0.500	30.0	85	0.00015 (0.00015)	428	0.064 (0.20)	22687.49	19301.43
8	S	-0.00027	0	0.500	30.0	85	0.00015 (0.00015)	427	0.064 (0.20)	9487.25	28422.69
9	S	-0.00046	0	0.500	30.0	85	0.00026 (0.00026)	428	0.112 (0.20)	7356.21	24681.45
10	S	-0.00023	0	0.500	30.0	85	0.00013 (0.00013)	421	0.054 (0.20)	15267.05	27023.05

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.86	108.5	1190.0	3.4	-106.1	-126.4	----	----
2	S	3.77	153.6	1190.0	-13.1	-142.9	-82.5	2953	148.4
3	S	3.05	92.8	1190.0	-1.2	-87.4	-139.9	671	21.2
4	S	3.64	67.1	1190.0	-11.0	-67.1	-150.7	2550	134.3
5	S	4.07	105.8	1190.0	-20.8	-97.0	-133.5	4406	197.9
6	S	3.86	62.1	1190.0	-16.5	-56.4	-155.0	3700	176.7
7	S	3.44	148.3	1190.0	-7.8	-136.8	-92.3	1886	99.0
8	S	4.21	159.7	1190.0	-23.5	-148.3	-72.3	4821	212.1

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	44 di 59

9	S	3.17	123.8	1190.0	-4.8	-114.6	-118.7	1124	42.4
10	S	2.47	121.0	1190.0	2.0	-114.6	-118.7	---	---

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	-0.00010	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1992.99	0.00
2	S	-0.00008	0	0.500	30.0	85	0.00004 (0.00004)	390	0.015 (0.20)	23364.73	42800.47
3	S	-0.00001	0	0.500	30.0	85	0.00000 (0.00000)	450	0.002 (0.20)	142920.33	89399.80
4	S	-0.00006	0	0.500	30.0	85	0.00003 (0.00003)	386	0.013 (0.20)	48680.44	20200.10
5	S	-0.00012	0	0.500	30.0	85	0.00006 (0.00006)	403	0.025 (0.20)	31355.00	23781.79
6	S	-0.00009	0	0.500	30.0	85	0.00005 (0.00005)	396	0.020 (0.20)	40430.72	15339.67
7	S	-0.00005	0	0.500	30.0	85	0.00002 (0.00002)	386	0.009 (0.20)	33431.39	53355.32
8	S	-0.00013	0	0.500	30.0	85	0.00007 (0.00007)	405	0.029 (0.20)	15357.55	34270.70
9	S	-0.00003	0	0.500	30.0	85	0.00001 (0.00001)	424	0.006 (0.20)	56866.82	56923.37
10	S	-0.00008	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	5210.58	26220.14

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	2.61	104.9	1190.0	0.1	-97.0	-133.5	0	0.0

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00001	0	0.500	30.0	85	0.00001 (0.00001)	0	0.002 (0.20)	260908.71	195249.57

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA TRATTA LERCARA DIRAMAZIONE – CALTANISSETTA (LOTTO 3A) Viadotto IV03					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3	COMMESSA RS3T	LOTTO 30	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO IV 03 00 005	REV. C

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 :

$$N_{\max} = 5998 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 6998 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 730 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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.

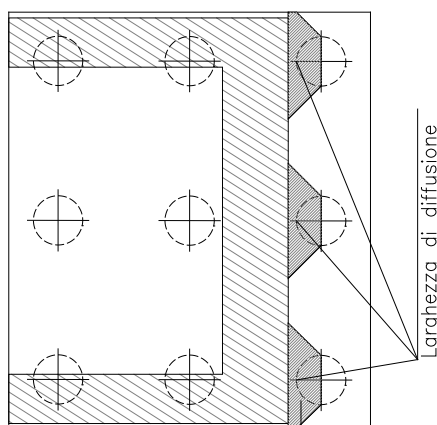
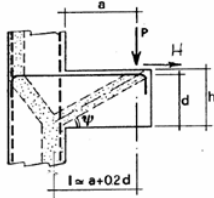


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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

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

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)=	5.30	m	dimensione trasversale verifica
P_{Ed} (KN) =	6998.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H_{Ed} (KN) =	730.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	4.60	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) =	5.08	m	a+0,2d
λ =	2.37		$\lambda = \text{ctg} \psi \approx 1 / (0,9d)$

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
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 1 =	53.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	28139.22
				$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	28139.22
				$\theta 1^\circ$ =	0.0
Registro tipo	R2				
n° R2 =	1	$\phi 2$ (mm) =	26.0	p2(cm) =	10.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 2 =	53.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	28139.22
				$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	28139.22
				$\theta 2^\circ$ =	0.0
Registro tipo	R3				
n° R3 =	0	$\phi 3$ (mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	0.00
				$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	0.00
				$\theta 3^\circ$ =	0.0

Verifiche di resistenza

Ψ = 0.399 rad = 22.88 °

P_{Rs} = 8977.7 KN $P_{Rs} > P_{Ed}$ - Verifica Soddisfatta

P_{Rc} = 10753.6 KN $P_{Rc} > P_{Rs}$ - Verifica Soddisfatta

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

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 2.7 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

	N	M	V
SLU	5998	613	227
SLU	1338	613	227
SLV $q=1$	8263	2488	922
SLV $q=1$	-2528	2488	922

In fase di scalzamento $\alpha = 5.2$

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare $\varnothing 150 \text{ cm}$

$$A_s = 26 + 26 \phi 26 \quad \text{staffe } \phi 14/20$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 32.00 \text{ m}$

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:
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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	48 di 59

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

Raggio circ.: 75.0 cm
X centro circ.: 0.0 cm
Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonf. lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	65.0	26	26
2	0.0	0.0	60.0	26	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 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	5998.00	613.00	227.00
2	1338.00	613.00	227.00
3	8263.00	2488.00	922.00
4	-2528.00	2488.00	922.00

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	4332.00	427.00	0.00
2	1669.00	427.00	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 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	49 di 59

1	3782.00	524.00 (1992.99)	0.00 (0.00)
2	2123.00	524.00 (6115.10)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.3 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
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 [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	5998.00	613.00	5998.12	7273.97	11.87	276.1(53.0)
2	S	1338.00	613.00	1338.28	6137.95	10.01	276.1(53.0)
3	S	8263.00	2488.00	8263.05	7546.19	3.03	276.1(53.0)
4	S	-2528.00	2488.00	-2527.85	4652.14	1.87	276.1(53.0)

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.)
	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	75.0	0.00294	0.0	65.0	-0.00432	0.0	-65.0
2	0.00350	0.0	75.0	0.00274	0.0	65.0	-0.00720	0.0	-65.0
3	0.00350	0.0	75.0	0.00300	0.0	65.0	-0.00344	0.0	-65.0
4	0.00350	0.0	75.0	0.00241	0.0	65.0	-0.01173	0.0	-65.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000055888	-0.000691573	----	----
2	0.000000000	0.000076431	-0.002232315	----	----
3	0.000000000	0.000049558	-0.000216865	----	----
4	0.000000000	0.000108754	-0.004656586	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 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	227.00	4044.86	2818.91117.5	97.3	137.3	2.500	1.240	2.4	29.6(0.0)
2	S	227.00	3598.21	3049.62119.6	105.3	132.9	2.500	1.053	2.2	29.6(0.0)
3	S	922.00	3937.37	2731.52117.3	94.3	136.8	2.500	1.250	10.0	29.6(0.0)
4	S	922.00	3376.13	3287.18123.5	113.5	121.8	2.500	1.000	8.3	29.6(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.96	0.0	1190.0	17.2	0.0	-65.0	----	----
2	S	1.75	0.0	1190.0	-1.4	0.0	-65.0	346	5.3

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	51 di 59

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00017	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	10271.37	31614.26
2	S	-0.00002	0	0.500	26.0	87	0.00000 (0.00000)	584	0.003 (0.20)	5287.83	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.93	0.0	1190.0	10.5	0.0	-65.0	----	----
2	S	2.18	0.0	1190.0	-1.1	0.0	-65.0	346	5.3

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	-0.00010	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1992.99	0.00
2	S	-0.00002	0	0.500	26.0	87	0.00000 (0.00000)	584	0.002 (0.20)	6115.10	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:

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

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		0.146	g
F_0		2.67	
S_s		1	
S_t		1	
T_c		0.44	s
T_D		2.18	s
Accel. massima al suolo	$S \cdot a_{gmax}$	0.15	g
Accel. massima spettro (plateau)	$F_0 \cdot S \cdot a_{gmax}$	0.39	g
Inerzia Pila asse y	J_{yy}	7.37	m ⁴
Altezza pila	h1	10.5	m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	54 di 59

Altezza baricentro impalcato	h_2	2.8	m	
Altezza totale	$h=h_1+h_2$	13.3		
Rigidezza Pila asse y	K	155066421	N/m	
Forza agente in fase sismica in dir.x <u>per $q=1$</u>	F	6042	kN	
Fattore di struttura	q	1		
Spostamento testa pila	$d_{Ee} = F/K$	0.039	m	
μ_d (par.7.3.3.3 NTC)		1		
Spostamento testa pila (par.7.3.3.3 NTC)	$d_E = d_{Ee} * \mu_d$	0.039	m	
k1		0.45		
k2		0.55		
d_g (par.3.2.3.2.1 NTC)		0.03	m	
d_{ij} max (par.3.2.4.2)		0.06		
Lunghezza impalcato		50	m	
Dilatazione termica impalcato	D_t	0.016	m	
E1	$2 * D_t$	0.032	m	
E2	$4 * d_E * k_2$	0.086	m	
E3	$2 * d_{ij}$ max	0.122	m	
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.069	m	Spalla - Spalla
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.108	m	Spalla - Pila
EL	$k_1 * (E_1 + E_2 + E_3)$	0.146	m	Pila - Pila
EL min 1		0.188	m	
EL min 2		0.100	m	
EL min	$\max(EL_{min1}; EL_{min2})$	0.188	m	
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.188	m	Spalla - Spalla
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.188	m	Spalla - Pila
EL progetto	$\max(EL; EL_{min}; E_i)$	0.188	m	Pila - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.2	0.118	+/- m	Spalla - Spalla
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.118	+/- m	Spalla - Pila
Corsa apparecchi di appoggio mobili	par 2.5.2.1.5.5	0.118	+/- m	Pila - Pila

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 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: $P_{max} = [(G1+G2)*L+0.2*Q]*a_{max} = 4559 \text{ kN}$

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

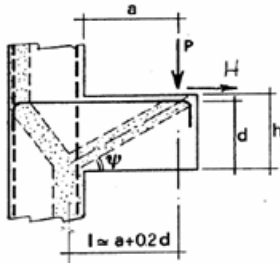
Imp 50,00 m: $P_{max} = 4559 \text{ kN}$

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

$B = 4,50 \text{ m}$

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

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

Dati di progetto

b(m)=	4.50	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN)=	4559	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 compressive in trazione
d(m)=	0.42	m	altezza utile
l(m)=	0.58	m	a+0,2d
λ=	1.54		λ=ctgψ ≥ 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	φ1(mm) =	26.0	p1(cm) =	10.0	θ1° =	0.0
A _φ i (mm ²) =	530.93	nb tot 1=	45.0	A _φ TOT (mm ²) =	23891.79	A _φ CAL(mm ²) =	23891.79
Registro tipo R2							
n° R2=	0	φ2(mm) =	26.0	p2(cm) =	10.0	θ2° =	0.0
A _φ i (mm ²) =	530.93	nb tot 2 =	0.0	A _φ TOT (mm ²) =	0.00	A _φ CAL(mm ²) =	0.00
Registro tipo R3							
n° R3=	0	φ3(mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0	θ3° =	0.0
A _φ i (mm ²) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	A _φ TOT (mm ²) =	0.00	A _φ CAL(mm ²) =	0.00

Verifiche di resistenza

Ψ = rad = °

P_{Rs} = KN

P_{Rc} = KN

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

$$(\text{Imp } 50,00 \text{ m})/2 + (\text{Imp } 40,00 \text{ m})/2: P_{\max} = 3947 \text{ kN}$$

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

$$B = 3,50 \text{ m}$$

$$H = 0,70 \text{ m}$$

Dati di progetto

$b(\text{m}) =$	3.50	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed}(\text{KN}) =$	3947	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed}(\text{KN}) =$	0.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(\text{m}) =$	0.50	m	distanza P da incastro
$h(\text{m}) =$	0.70	m	spessore mensola
$\delta(\text{m}) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(\text{m}) =$	0.60	m	altezza utile
$l(\text{m}) =$	0.62	m	$a + 0,2d$
$\lambda =$	1.15		$\lambda = \text{ctg}\psi \geq l / (0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di travi (con staffatura)
 $c(\text{m}) = 1.50$

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	$\phi 1(\text{mm}) =$	22.0	$p1(\text{cm}) =$	10	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i}(\text{mm}^2) =$	380.13	$nb \text{ tot } 1 =$	35.0	$A_{\phi \text{ TOT}}(\text{mm}^2) =$	13304.63	$A_{\phi \text{ CAL}}(\text{mm}^2) =$	13304.63
<u>Registro tipo</u>	R2						
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(\text{mm}) =$	22.0	$p2(\text{cm}) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i}(\text{mm}^2) =$	380.13	$nb \text{ tot } 2 =$	35.0	$A_{\phi \text{ TOT}}(\text{mm}^2) =$	13304.63	$A_{\phi \text{ CAL}}(\text{mm}^2) =$	13304.63
<u>Registro tipo</u>	R3						
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(\text{mm}) =$	26.0	$p3(\text{cm}) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i}(\text{mm}^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}}(\text{mm}^2) =$	0.00	$A_{\phi \text{ CAL}}(\text{mm}^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

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

$$P_{RS} = 9061.7 \text{ KN} \quad PR_s > PE_d - \text{Verifica Soddisfatta}$$

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA 2/3

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3T	30	D 09 CL	IV 03 00 005	C	59 di 59

Il pulvino è soggetto ad una forza verticale pari a:

$P_{max} = 5360$ 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
$P_{Ed} (KN) =$	5360	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	160.79	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	3.50	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
$l(m) =$	3.88	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	2.27		$\lambda = ctg\psi \leq l/(0,9d)$

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						
$n^{\circ} R3 =$	1	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 3 =$	35.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	18582.50	$A_{\phi\ CAL} (mm^2) =$	18582.50

Verifiche di resistenza

$\Psi =$ rad = °

$P_{RS} =$ KN

$P_{RC} =$ KN