

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO – CATENANUOVA (LOTTO 5)

OPERE PRINCIPALI – PONTI E VIADOTTI

VI01 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

Relazione di calcolo Pile

SCALA:

-

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

RS3E 50 D 09 CL VI0105 001 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. autorizzato	Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	Abbasiano	Novembre 2019	A. Ferri	Novembre 2019	F. Spaccino	Novembre 2019	A. Vittozzi	Novembre 2019

ITALFERR S.p.A.
 U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
 Dott. Ing. Angelo Vittozzi
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 N° 420783

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2	ASPETTI LEGATI ALLE OPERE DI FONDAZIONE	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
3	MATERIALI	7
3.1	VERIFICA S.L.E.	8
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	8
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	8
4	ANALISI E VERIFICHE PILA	10
4.1	GENERALITÀ	10
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE	10
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	10
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	14
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA	15
4.6	ANALISI DEI CARICHI	16
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	16
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	16
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	19
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	21
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i>	22
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	22
4.6.7	<i>Azione sismica</i>	24
4.6.8	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	28
4.6.9	<i>Riepilogo risultati</i>	28

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	3 di 50

4.7	SOLLECITAZIONI.....	30
4.7.1	<i>Plinto di fondazione.....</i>	<i>31</i>
4.8	PALI DI FONDAZIONE	32
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	33
4.9.1	<i>Pila</i>	<i>36</i>
4.9.2	<i>Zattera di fondazione.....</i>	<i>42</i>
4.9.3	<i>Palo di fondazione L=32.0m</i>	<i>45</i>

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) di una delle Pile del viadotto ferroviario **VI01** della tratta ferroviaria Dittaino-Catenanuova, viadotto ferroviario previsto nell'ambito del progetto definitivo lungo la direttrice ferroviaria Messina-Catania-Palermo del nuovo collegamento Palermo-Catania. In particolare si tratterà la **Pila 06** che presenta l'**altezza maggiore per tipologia di pila ed impalcati afferenti**.

Verranno ipotizzati appoggi fissi sulla campata di luce maggiore, indipendentemente dal reale posizionamento degli stessi.

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 14 gennaio 2008.

1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto ferroviario VI01 ha una lunghezza totale di circa 350 m, è costituito da 14 impalcati in c.a.p da 25m. Il viadotto è previsto a singolo binario.

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

Le fondazioni sono realizzate sia per le pile che per le spalle con plinti su pali di grande diametro.

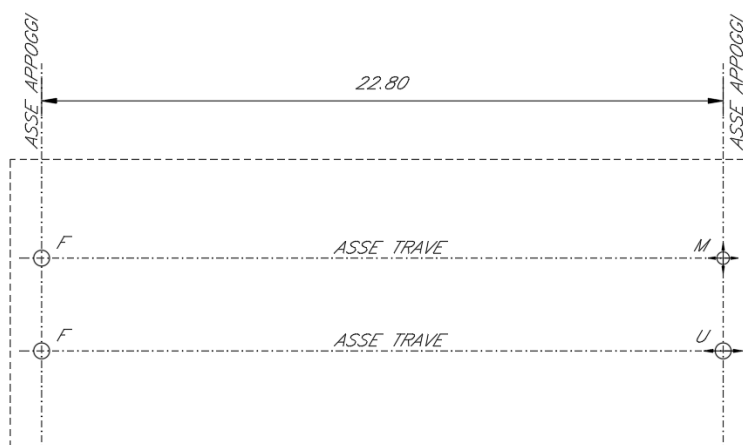


Figura 1: schema appoggi impalcati sx e dx

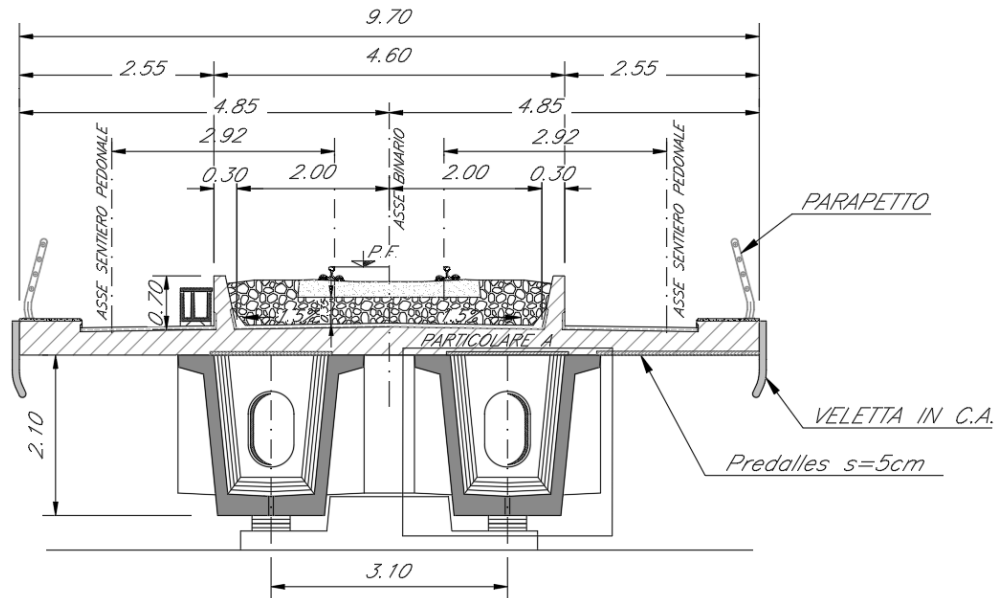
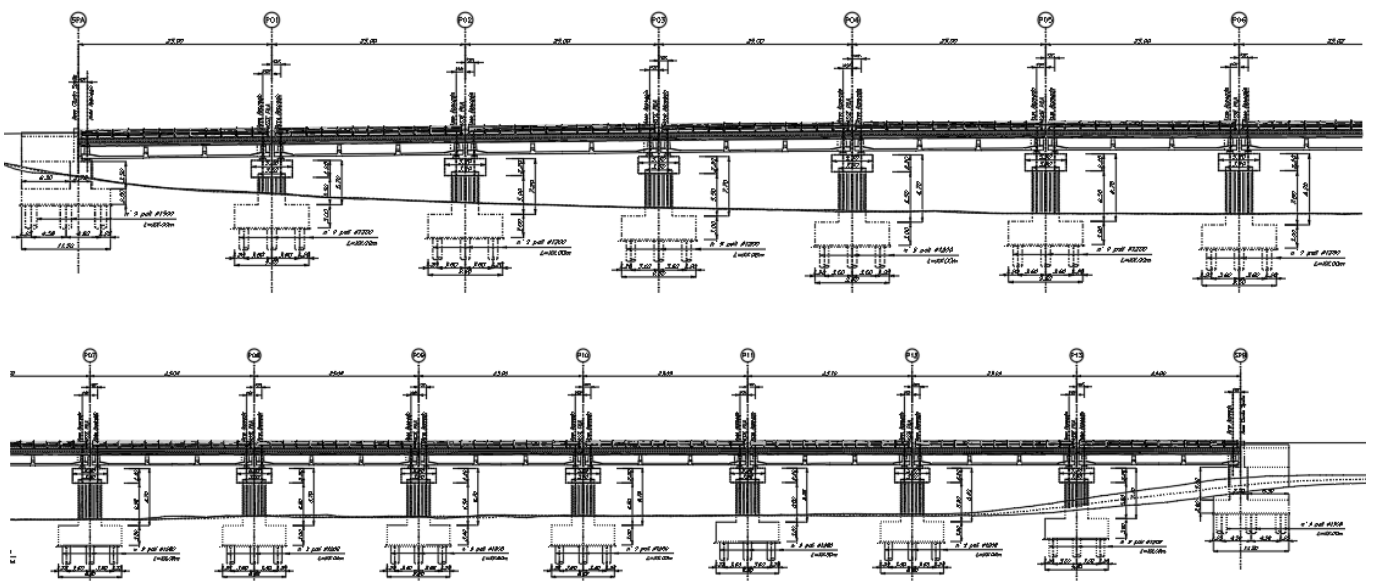


Figura 2: sezioni trasversali sx e dx

1.2 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni sono realizzate sia per le pile che per le spalle con plinti su pali di grande diametro.



	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI01 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 01 05 001	REV. A

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- Norme Tecniche per le Costruzioni, DM del 14/01/2008;
- Legge 05/01/1971 n°1086: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica;
- Legge 02/02/1974 n°64: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- C.M. 02/02/2009 n.617: Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A del 30/12/2016: Manuale di progettazione delle opere civili – Parte II – Sezione 2 – Ponti e Strutture;
- RFI DTC SI PS SP IFS 001 A del 30/12/2016: Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 6 – Opere in conglomerato cementizio e in acciaio;
- UNI EN 1991-1-4:2005: Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento;
- UNI EN 1992-1-1:2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-2:2006: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1993-1-1:2005: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-2:2007: Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 2: Ponti;
- UNI EN 1998-1:2005: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici;
- UNI EN 1998-2:2006: Eurocodice 8 – Progettazione delle struttura per la resistenza sismica – Parte 2: Ponti;
- o STI 2014 –Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI01 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	7 di 50

3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

➤ Calcestruzzo magro e getto di livellamento

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C12/15
- TIPO CEMENTO CEM I+V
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : X0

➤ Calcestruzzo pali di fondazione, cordoli, opere provvisionali, calcestruzzo fondazioni

- 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 fondazioni armate

- 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 = 40mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

➤ Calcestruzzo elevazione pile (compresi pulvini, baggioli e ritegni), spalle

- 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 MINIMO = 50mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

➤ Acciaio ordinario per calcestruzzo armato

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 $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
- $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

(*) : I VALORI DI COPRIFERRO RIPORTATI SI RIFERISCONO AD OPERE CON VITA NOMINALE DI 75 ANNI. PER COSTRUZIONI CON VITA NOMINALE DI 100 ANNI TALI VALORI DOVRANNO ESSERE AUMENTATI DI 5 mm.

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", 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	$\leq w_3$

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	9 di 50

		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto Aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Risultando:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Data la maggior restrittività, alle prescrizioni normative presenti in NTC si sostituiscono in tal caso quelle fornite dal “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” secondo cui la verifica nei confronti dello stato limite di apertura delle fessure va effettuata utilizzando le sollecitazioni derivanti dalla combinazione caratteristica (rara).

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 14.1.2008, 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. 617/09.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI01 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 01 05 001	REV. A

4 ANALISI E VERIFICHE PILA

4.1 Generalità

La pila presenta una sezione **circolare** di diametro 3.50m, una altezza complessiva di 7.00m.

Il pulvino è costituito da una sezione piena di dimensione 5.3x 8.00m ed altezza 2.20m.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.20 m collegate in testa da una platea di spessore 3.00m.

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 NTC08, 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 .

		Coefficiente	EQ ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 ⁽⁵⁾	0,20 ⁽⁵⁾
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁶⁾	1,00 ⁽⁷⁾	1,00	1,00	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.
⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.
⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.
⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

Azioni		ψ_0	ψ_1	ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 01 05 001 A 13 di 50

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

(1) 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

(2) Si usano gli stessi coefficienti Ψ adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti Ψ_0 relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nel seguito si riportano le azioni considerate ai fini della valutazione delle sollecitazioni agenti sulle sottostrutture e, quindi, alle verifiche strutturali.

	A2- SIU - N max gr.1	A2- SIU - MT max gr.1	A2- SIU - ML max gr.1	A2- SIU - N max gr.3	A2- SIU - MT max gr.3	A2- SIU - ML max gr.3	A2- SIU - Vento ponte scarico	A2- SIU Gmin - N max gr.1	A2- SIU Gmin - MT max gr.1	A2- SIU Gmin - ML max gr.1	A2- SIU Gmin - N max gr.3	A2- SIU Gmin - MT max gr.3	A2- SIU Gmin - ML max gr.3	A2- SIU Gmin - Vento ponte scarico	A1- SIU - N max gr.1	A1- SIU - MT max gr.1	A1- SIU - ML max gr.1	A1- SIU - N max gr.3	A1- SIU - MT max gr.3	A1- SIU - ML max gr.3	A1- SIU - Vento ponte scarico	A1- SIU Gmin - N max gr.1	A1- SIU Gmin - MT max gr.1	A1- SIU Gmin - ML max gr.1
Peso proprio g1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,00	1,00	1,00
Permanenti G2	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00
Ballast	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,00	1,00	1,00
Comb. Nmax Qv	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
Comb. Nmax Q frenatura	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00
Comb. Nmax Q centrifuga	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
Comb. Nmax Q serpeggio	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
Comb. Mmax Qv	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
Comb. Mmax Q frenatura	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00
Comb. Mmax Q centrifuga	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
Comb. Mmax Q serpeggio	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
Comb. MLmax Qv	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
Comb. MLmax Q frenatura	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00
Comb. MLmax Q centrifuga	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
Comb. MLmax Q serpeggio	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00	0,73	0,00	0,00	0,00	1,45	0,00	0,00
Vento Ponte Scarico	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,50	0,00	0,00	
Vento Ponte Carico	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,00	0,00	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00
Attrito permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Attrito carichi mobili	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	0,00	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45	1,45
Sisma longitudinale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma trasversale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma verticale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento x	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,78	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,90
Vento y	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,00	1,30	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,00	1,30	0,90	0,90	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00	1,50	0,90	0,90

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 01 05 001 A 14 di 50

A1 - S1U G min - N max gr.3	A1 - S1U G min - MT max gr.3	A1 - S1U G min - ML max gr.3	A1 - S1U G min - Vento ponte scarico	S1E min - N max gr.1	S1E min - MT max gr.1	S1E min - ML max gr.1	S1E min - N max gr.3	S1E min - MT max gr.3	S1E min - ML max gr.3	S1E min - Vento ponte scarico	S1E freq - N max gr.1	S1E freq - MT max gr.1	S1E freq - ML max gr.1	S1E freq - N max gr.3	S1E freq - MT max gr.3	S1E freq - ML max gr.3	S1E freq - Vento ponte scarico	S1E quasi permanente	S1V - N max	S1V - MT max	S1V - ML max	S1V - MT max	S1V - ML max	S1V - N min	
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Peso proprio g1
0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Permanenti G2
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Ballast
1.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Qr
1.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q frenatura
0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q centrifuga
0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q serpeggio
0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Qr
0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q frenatura
0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q centrifuga
0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	Comb. MTmax Q serpeggio
0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Qr
0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q frenatura
0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q centrifuga
0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. MLmax Q serpeggio
0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Scarico
0.90	0.90	0.00	0.00	0.60	0.60	0.00	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Carico
1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Attrito permanente
1.45	1.45	1.45	0.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.00	0.00	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	Attrito carichi mobili
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	Sisma longitudinale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	0.30	Sisma trasversale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-1.00	Sisma verticale
0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.60	0.00	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento x
0.90	0.90	0.00	1.50	0.60	0.60	0.00	0.60	0.60	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento y

Gli scarichi agli appoggi, riportati nei paragrafi seguenti, fanno riferimento alla seguente terna di assi:

- asse X coincidente con l'asse longitudinale del ponte;
- asse Y coincidente con l'asse trasversale del ponte;
- asse Z coincidente con l'asse verticale del ponte;

Per quanto riguarda la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica, poiché si è adottata un'analisi in campo lineare, essa può essere calcolata separatamente per ciascuna delle componenti. Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc) sono combinate successivamente applicando l'espressione

$$1.00 \cdot Ex + 0.30 \cdot Ey + 0.30 \cdot Ez$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Occorre precisare che con il segno negativo verranno indicate le azioni aventi direzione positiva delle Z (ovvero dirette verso l'alto).

4.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale
- Lunghezze = m
- Forze = kN

4.5 Geometria della Pila

Generali			
Peso cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso terreno	γ_t	20	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	53.0	kN/m ²
Altezza appoggio + baggiolo	h_{sp}	0.45	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	10.45	m
Pulvino			
Altezza	H_p	2.20	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	5.3	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	8.00	m
Area Sezione		42.40	m ²
% Vuoti sezione		0%	
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.00	m
Pila			
Altezza	H_m	7.00	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}	-1.20	m
Distanza asse baggioli- asse pila (dx)	x_{m2}	1.20	m
Plinto			
Altezza	H_f	3.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	9.60	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	9.60	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (sx)		-1.20	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto (dx)		1.20	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		Ko = 0.426	
Sisma			
S_s		1.489	
a_g		0.135	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.201	

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° Binari		1	
Lunghezza	L	25	m
Peso Proprio	G ₁	162	kN/m
Permanenti portati	G ₂	120	kN/m
Ballast		0	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	2	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	1012.5	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	750.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n (ballast)	R _i	0	kN

Impalcato (dx)			
N° Binari		1	
Lunghezza	L	25	m
Peso Proprio	G1	162	kN/m
Permanenti portati	G2	120	kN/m
Ballast	G2	0	kN/m
n° totale appoggi sulla pila	n	2	
Reazione appoggio i = (G ₁ *L/2)/n	R _i	1012.5	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n	R _i	750.0	kN
Reazione appoggio i = (G ₂ *L/2)/n (ballast)	R _i	0	kN

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato, per la campata sinistra e destra (la condizione di Momento Longitudinale massimo "MLmax" è riferita alla situazione in cui solo uno dei due impalcati venga caricato):

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 01 05 001 A 17 di 50

sx										
CAP 25 ML SINGOLO BINARIO										
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	α LM71	α SW2	$\phi 3$	REAZ. LM71	REAZ. SW2	
1	0.530	1.55	1239	936	1.1	1	1.20	1638	1125	
2	0.470	-1.55	1239	936	1.1	1	1.20	1638	1125	
dx										
CAP 25 ML SINGOLO BINARIO										
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	α LM71	α SW2	$\phi 3$	REAZ. LM71	REAZ. SW2	
1	0.530	1.55	1239	1875	1.1	1	1.20	1638	2254	
2	0.470	-1.55	1239	1875	1.1	1	1.20	1638	2254	
dx ML max										
CAP 25 ML SINGOLO BINARIO										
APPOGGIO	REAZIONE	y	REAZ. LM71	REAZ. SW2	α LM71	α SW2	$\phi 3$	REAZ. LM71	REAZ. SW2	
1	0.530	1.55	1529	1875	1.1	1	1.20	2022	2254	
2	0.470	-1.55	1529	1875	1.1	1	1.20	2022	2254	

Che ripartiti con il metodo Courbon sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente.

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

sx

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	1013			1013			0.00
Permanenti G2	750			750			0.00
Ballast							0.00
Comb. Nmax Qv	596			529			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		0			0		3.30
Comb. Nmax Q centrifuga			119			119	5.10
Comb. Nmax Q serpeggio			13			13	3.30
Comb. MTmax Qv	868			770			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		0			0		3.30
Comb. MTmax Q centrifuga			165			165	5.10
Comb. MTmax Q serpeggio			13			13	3.30
Comb. MLmax Qv	0			0			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		0			0		3.30
Comb. MLmax Q centrifuga						0	5.10
Comb. MLmax Q serpeggio							3.30
Vento Ponte Scarico			63			63	3.30
Vento Ponte Carico			132			132	3.65
Attrito permanente		53	53		53	53	0.00
Attrito carichi mobili		26	26		23	23	0.00
q=1.5	Sisma longitudinale						2.50
	Sisma trasversale			929		929	2.50
	Sisma verticale	267			267		0.00
q=1.36	Sisma longitudinale		0		0		2.50
	Sisma trasversale			1025		1025	2.50
	Sisma verticale	267			267		0.00
q=1	Sisma longitudinale		0		0		2.50
	Sisma trasversale			1394		1394	2.50
	Sisma verticale	267			267		0.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	
Descrizione carico							[m]
Peso proprio g1	1013			1013			0.00
Permanenti G2	750			750			0.00
Ballast							0.00
Comb. Nmax Qv	1195			1059			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		438			438		3.30
Comb. Nmax Q centrifuga			119			119	5.10
Comb. Nmax Q serpeggio			13			13	3.30
Comb. MTmax Qv	868			770			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		438			438		3.30
Comb. MTmax Q centrifuga			165			165	5.10
Comb. MTmax Q serpeggio			13			13	3.30
Comb. MLmax Qv	1195			1059			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		438			438		3.30
Comb. MLmax Q centrifuga			119			119	5.10
Comb. MLmax Q serpeggio			25			25	3.30
Vento Ponte Scarico			63			63	3.30
Vento Ponte Carico			132			132	3.65
Attrito permanente		53	53		53	53	0.00
Attrito carichi mobili		36	36		32	32	0.00
q=1.5	Sisma longitudinale		1897		1897		2.50
	Sisma trasversale			929		929	2.50
	Sisma verticale	267			267		0.00
q=1.36	Sisma longitudinale		2092		2092		2.50
	Sisma trasversale			1025		1025	2.50
	Sisma verticale	267			267		0.00
q=1	Sisma longitudinale		2846		2846		2.50
	Sisma trasversale			1394		1394	2.50
	Sisma verticale	267			267		0.00

4.6.3 Azione del Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005				
		scarico	carico	
Condizione (ponte carico o scarico)				
Altitudine sul livello del mare	as	250	250	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(a_s/a_0 - 1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	α_R	1.05	1.05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.28	29.28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2$	0.54	0.54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	
Vento su impalcato				
Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	14	14	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.57	2.57	
Larghezza impalcato	b	9.7	9.7	m
Altezza impalcato	h1	2.6	3.3	m
Altezza treno o parapetto	h2	1.5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	4.1	7.3	m
Rapporto di forma	b/dtot	2.37	1.33	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.79	2.10	
Riepilogo				
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.57	2.57	
Coefficiente di forza	cfx	1.79	2.10	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	4.1	7.3	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	10.1	21.1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.46	2.89	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	10.1	21.1	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	10.1	10.1	kN/m
Luce impalcato	L	25	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	126	126	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	21.1	21.1	kN/m
Luce impalcato	L	25	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	264	264	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	20 di 50

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	9.20	9.2	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.30	2.30	
		dir.x	dir.x	
Altezza (dir.z)	h	2.20	7.00	m
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	8.00	3.50	m
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	5.3	3.5	m
Rapporto di forma	d/b	0.66	1.00	
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	2.38	2.15	
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	0	1.75	m
Rapporto di forma II	r/b	0.00	0.50	
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	1.00	0.50	
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	2.93	1.32	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	17.6	24.5	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	52	32	kN
		dir.y	dir.y	
Altezza (dir.z)	h	2.20	7.00	m
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	5.3	3.5	m
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	8	3.5	m
Rapporto di forma	d/b	1.51	1.00	
Coefficiente di forza (figura 7.23 EC)	cfx	1.86	2.15	
Raggio di arrotondamento (figura 7.24 EC)	r	0	1.75	m
Rapporto di forma II	r/b	0.00	0.50	
Fattore di riduzione (figura 7.24 EC)	Ψ	1.00	0.50	
Pressione di riferimento	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	2.29	1.32	kN/mq
Area investita dal vento	$A=b*h$	11.66	24.5	mq
Forza statica equivalente	$F=q*A$	27	32	kN
Riepilogo				
Vento x				
Pulvino	F	52	kN	
Pila	F	32	kN	
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	9.20	m	
Forza totale	F Tot	84	kN	
Vento y				
Pulvino	F	27	kN	
Pila	F	32	kN	
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	9.20	m	
Forza totale	F Tot	59	kN	

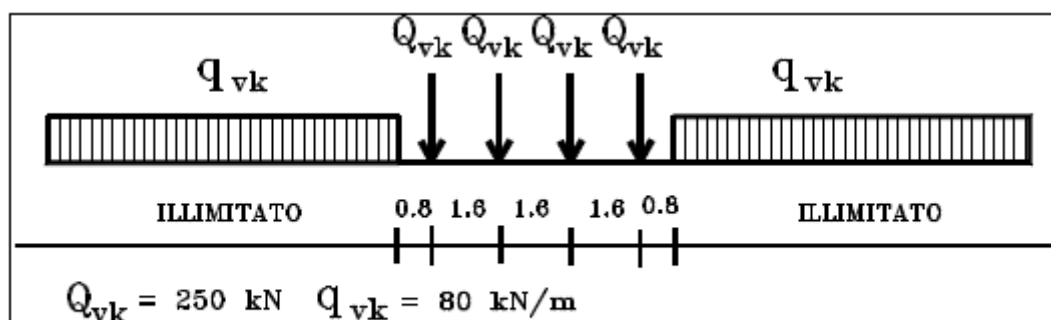
4.6.4 Carichi da traffico verticali

L'opera è stata progettata considerando le sollecitazioni dovute al carico da traffico ferroviario, considerando i modelli LM71 e/o SW/2.

Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

➤ *Modello di carico LM71*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2008 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



Treno di carico LM 71

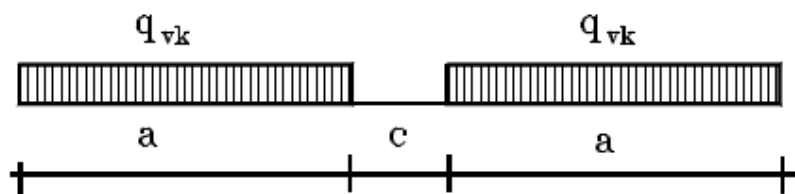
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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

Per questo modello di carico è prevista un'eccentricità del carico rispetto all'asse del binario.

➤ *Modello di carico SW/2*

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2008 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



Treno di carico SW

Tipo di Carico	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

In questo modello di carico non è prevista alcuna eccentricità del carico ferroviario.

Le azioni di entrambi i modelli dovranno essere moltiplicate per un coefficiente di adattamento definito dalla seguente tabella (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001 A).

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

4.6.5 Effetti dinamici

Per la definizione del coefficiente dinamico si segue quanto contenuto nel par.5.2.2.2.3 del DM 14.1.2008 che per l'opera in esame riporta:

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

4.6.6 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	25	m
Lcalc	25	per Treno LM 71
	19.7	per Treno SW/0
	25	per SW/2
Qlb,k	550	per Treno LM 71
Qlb,k	433.4	per Treno SW/0
Qlb,k	875	per SW/2
Qlb,k (filtrata)per Treno LM 71	550	kN
Qlb,k (filtrata)per Treno SW/0	433	kN
Qlb,k(filtrata)per SW/2	875	kN

Avviamento		
L	25	m
Lcalc	25	per Treno LM 71
	19.7	per Treno SW/0
	25	per SW/2
Qla,k	907.5	per Treno LM 71
Qla,k	715.11	per Treno SW/0
Qla,k	825	per SW/2
Qla,k (filtrata)per Treno LM 71	908	kN
Qla,k (filtrata)per Treno SW/0	715	kN
Qla,k(filtrata)per SW/2	825	kN

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	23 di 50

Serpeggio		
FT=100kN /2	50	kN*m
Treno LM 71		
α	1.1	
FT* α	55	kN
Treno SW/0		
α	1.1	
FT* α	55	kN
Treno SW/2		
α	1	
FT* α	50	kN

Forza centrifuga sx

L	25	m	L ₀	22.8	m
velocità di progetto	160	km/h	σ_3 Coeff. Dinamico	1.202	
raggio planimetrico	750	m			
f	0.82	Per V>120 km/h			
f	1	Per V<120 km/h			

Treno LM 71			Treno SW/0			Treno SW/2		
Qvk	1000	kN	qvk	133	kN/m	qvk	150	kN/m
qvk	80	kN/m	α	1.1		α	1	
α	1	Per V>120 km/h						
α	1.1	Per V<120 km/h						
Qtk	265	Per V>120 km/h						
	200	Per V<120 km/h						
Qtk scelto	265		qtk	18	Per V=100 km/h	qtk	19	Per V=100 km/h
qtk	21	Per V>120 km/h						
	16	Per V<120 km/h						
qtk scelto	21		L calc	19.7	m	L calc	25	m
L calc= L-6.4m	18.6	m	qtk*Lcalc	364	kN	qtk*Lcalc	473	kN
qtk*Lcalc	394	kN	FT= qtk*Lcalc /2	182		FT= qtk*Lcalc /2	237	
FT= (qtk*Lcalc + qtk)/2	329	kN						

Forza centrifuga dx

L	25	m	L ₀	22.8	m
velocità di progetto	160	km/h	σ_3 Coeff. Dinamico	1.202	
raggio planimetrico	750	m			
f	0.82	Per V>120 km/h			
f	1	Per V<120 km/h			

Treno LM 71			Treno SW/0			Treno SW/2		
Qvk	1000	kN	qvk	133	kN/m	qvk	150	kN/m
qvk	80	kN/m	α	1.1		α	1	
α	1	Per V>120 km/h						
α	1.1	Per V<120 km/h						
Qtk	265	Per V>120 km/h						
	200	Per V<120 km/h						
Qtk scelto	265		qtk	18	Per V=100 km/h	qtk	19	Per V=100 km/h
qtk	21	Per V>120 km/h						
	16	Per V<120 km/h						
qtk scelto	21		L calc	19.7	m	L calc	25	m
L calc= L-6.4m	18.6	m	qtk*Lcalc	364	kN	qtk*Lcalc	473	kN
qtk*Lcalc	394	kN	FT= qtk*Lcalc /2	182		FT= qtk*Lcalc /2	237	
FT= (qtk*Lcalc + qtk)/2	329	kN						

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI01 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 01 05 001	REV. A

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. 14 gennaio 2008 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: LATTITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



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="68"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametrizzazione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info $S_B = 1.489$ $C_C = 1.287$ info

Categoria topografica info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 Regol. in altezza info

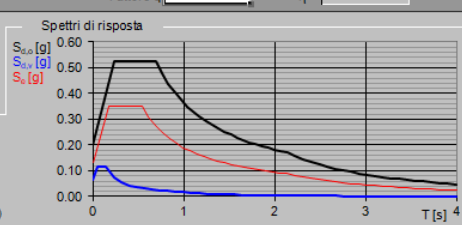
Compon. verticale

Spettro di progetto Fattore q $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

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

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

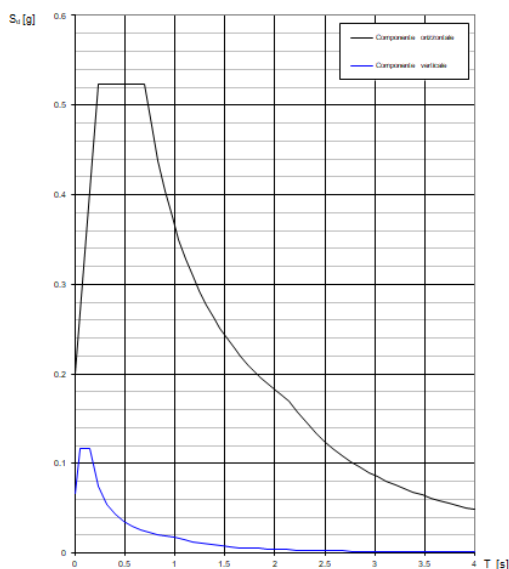
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.135 g
F_n	2.612
T_c^*	0.540 s
S_S	1.489
C_c	1.287
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.489
η	1.000
T_B	0.232 s
T_c	0.695 s
T_D	2.139 s



➤ 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, per il calcolo dei periodi propri della pila, 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

Condizione Sismica			
Massa sismica impalcato dir x	mix	7952	kN
Massa efficace pila dir x	mpx	2893	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	10845	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir x	mix/5	1590	kN
Verifica requisito dir x		no	
Massa sismica impalcato dir. y	mi _y	7726	kN
Massa efficace pila dir. Y	mp _y	2893	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	10619	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Y	mi _y /5	1545	kN
Verifica requisito dir. Y		no	
Massa sismica impalcato dir. z	mi _z	7726	kN
Massa efficace pila dir. Z	mp _z	2893	kN
Massa complessiva dir. Z	mi _z + mp _z	10619	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	mi _z /5	1545	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	J _{yy}	7.4	m ⁴
Inerzia Pila asse x	J _{xx}	7.4	m ⁴
Area Pila	A _p	9.62	m ²
Rigidità Pila asse y	K _y	455323101.5	N/m
Rigidità Pila asse x	K _x	455323101.5	N/m
rigidità Pila asse z	K _z	34510566038	N/m
Periodo x	T _x	0.31	s
Periodo y	T _y	0.30	s
Periodo z	T _z	0.03	s

Accelerazione orizzontale Se(Tx) direzione x	a _g x	0.52	
Accelerazione orizzontale Se(Ty) direzione y	a _g y	0.52	
Accelerazione Verticale Se(Tz) direzione z	a _g z	0.10	

q=1.5

Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.35	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.35	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.10	

q=1.36

Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.39	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.39	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.10	

q=1

Accelerazione orizzontale Sd(Tx) direzione x	a _g x	0.5	
Accelerazione orizzontale Sd(Ty) direzione y	a _g y	0.5	
Accelerazione Verticale Sd(Tz) direzione z	a _g z	0.1005075	

Condizione Sismica - Taglienti Totali

q=1.5

Tagliante direzione x	F x	3793	kN
Tagliante direzione y	F y	3714	kN
Tagliante direzione z	F z	1067	kN

q=1.36

Tagliante direzione x	F x	4184	kN
Tagliante direzione y	F y	4097	kN
Tagliante direzione z	F z	1067	kN

q=1

Tagliante direzione x	F x	5690	kN
Tagliante direzione y	F y	5571	kN
Tagliante direzione z	F z	1067	kN

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI01 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 01 05 001	REV. A

4.6.8 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

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

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

dove

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

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

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

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

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

4.6.9 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 .

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	29 di 50

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	4016			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		84		0.00	0.00	9.20	0	773
Vento su pila dir.y			59.1	0.00	0.00	9.20	544	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	4016			0.00	0.00	0	0	0
Plinto	6912			0.00	0.00	1.50	0.00	0
Rinterro	1598			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Vento su pila dir. x		84		0.00	0.00	12.20	0	1025
Vento su pila dir.y			59.1	0.00	0.00	12.20	721	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		1389		0.00	0.00	1.50	0.00	2084
Plinto sisma y			1389	0.00	0.00	1.50	2084	0
Plinto sisma z	695			0.00	0.00	1.50	0	0
Rinterro sisma z	161			0.00	0.00	0.00	0	0

4.7 Sollecitazioni

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA						
	Nz	Tx	Ty	Mx	My	
A2 - SLU - N max gr.1	16189	905	1473	19330	12233	
A2 - SLU - MT max gr.1	16061	905	1703	22709	10540	
A2 - SLU - ML max gr.1	14783	971	717	8910	14524	
A2 - SLU - N max gr.3	16189	1452	1144	14537	19323	
A2 - SLU - MT max gr.3	16061	1452	1259	16220	17630	
A2 - SLU - ML max gr.3	14783	1518	537	6312	21614	
A2 - SLU - Vento ponte scarico	11966	212	616	6990	2041	
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	12289	905	1473	19330	12233	
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	12161	905	1703	22709	10540	
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	10883	971	717	8910	14524	
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	12289	1452	1144	14537	19323	
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	12161	1452	1259	16220	17630	
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	10883	1518	537	6312	21614	
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	8066	212	616	6990	2041	
A1 - SLU - N max gr.1	20288	1090	1746	22774	14578	
A1 - SLU - MT max gr.1	20139	1090	2013	26694	12614	
A1 - SLU - ML max gr.1	18657	1166	872	10724	17231	
A1 - SLU - N max gr.3	20288	1726	1365	17215	22814	
A1 - SLU - MT max gr.3	20139	1726	1498	19167	20850	
A1 - SLU - ML max gr.3	18657	1802	664	7709	25467	
A1 - SLU - Vento ponte scarico	15389	286	752	8466	2755	
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	12965	1090	1746	22774	14578	
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	12816	1090	2013	26694	12614	
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	11334	1166	872	10724	17231	
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	12965	1726	1365	17215	22814	
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	12816	1726	1498	19167	20850	
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	11334	1802	664	7709	25467	
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	8066	212	678	7752	2041	
SLE rara - N max gr.1	14445	766	1207	15691	10195	
SLE rara - MT max gr.1	14342	766	1391	18394	8840	
SLE rara - ML max gr.1	13320	817	616	7537	12009	
SLE rara - N max gr.3	14445	1204	944	11856	15867	
SLE rara - MT max gr.3	14342	1204	1036	13203	14512	
SLE rara - ML max gr.3	13320	1255	472	5458	17681	
SLE rara - Vento ponte scarico	11066	212	523	5848	2041	
SLE freq. - N max gr.1	13769	655	726	9329	8564	
SLE freq. - MT max gr.1	13686	655	873	11491	7480	
SLE freq. - ML max gr.1	12869	655	535	6437	9644	
SLE freq. - N max gr.3	13769	1006	515	6261	13102	
SLE freq. - MT max gr.3	13686	1006	589	7338	12018	
SLE freq. - ML max gr.3	12869	1006	420	4774	14182	
SLE freq. - Vento ponte scarico	11066	212	338	3673	2041	
SLE quasi permanente	11066	212	212	2041	2041	
q = 1.5	SLV - N max	12809	1443	1349	16387	17615
q = 1.5	SLV - MT max gr.1	12041	1443	3987	48532	17344
q = 1.5	SLV - ML max gr.1	11837	4098	1302	15664	50153
q = 1.5	SLV - MT max gr.3	11400	1443	3987	48532	17344
q = 1.5	SLV - ML max gr.3	11196	4098	1302	15664	50153
q = 1.5	SLV - N min	10673	1443	1349	16387	17615
q = 1.36	SLV - N max	12809	1560	1464	17761	19038
q = 1.36	SLV - MT max gr.1	12041	1560	4370	53150	18767
q = 1.36	SLV - ML max gr.1	11837	4489	1416	17059	54898
q = 1.36	SLV - MT max gr.3	11400	1560	4370	53150	18767
q = 1.36	SLV - ML max gr.3	11196	4489	1416	17059	54898
q = 1.36	SLV - N min	10673	1560	1464	17761	19038
q = 1	SLV - N max	12809	2012	1907	23160	24529
q = 1	SLV - MT max gr.1	12041	2012	5845	71107	24258
q = 1	SLV - ML max gr.1	11837	5995	1859	22437	73201
q = 1	SLV - MT max gr.3	11400	2012	5845	71107	24258
q = 1	SLV - ML max gr.3	11196	5995	1859	22437	73201
q = 1	SLV - N min	10673	2012	1907	23160	24529

Tabella 3 – Sollecitazioni della base della pila

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	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	25179	905	1473	23749	14948
A2 - SLU - MT max gr.1	25050	905	1703	27818	13254
A2 - SLU - ML max gr.1	23773	971	717	11063	17435
A2 - SLU - N max gr.3	25179	1452	1144	17970	23680
A2 - SLU - MT max gr.3	25050	1452	1259	19997	21987
A2 - SLU - ML max gr.3	23773	1518	537	7924	26168
A2 - SLU - Vento ponte scarico	20955	212	616	8838	2675
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	19201	905	1473	23749	14948
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	19073	905	1703	27818	13254
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	17795	971	717	11063	17435
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	19201	1452	1144	17970	23680
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	19073	1452	1259	19997	21987
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	17795	1518	537	7924	26168
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	14978	212	616	8838	2675
A1 - SLU - N max gr.1	32017	1090	1746	28012	17848
A1 - SLU - MT max gr.1	31867	1090	2013	32732	15883
A1 - SLU - ML max gr.1	30385	1166	872	13341	20728
A1 - SLU - N max gr.3	32017	1726	1365	21308	27992
A1 - SLU - MT max gr.3	31867	1726	1498	23661	26027
A1 - SLU - ML max gr.3	30385	1802	664	9700	30872
A1 - SLU - Vento ponte scarico	27117	286	752	10723	3612
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	19877	1090	1746	28012	17848
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	19728	1090	2013	32732	15883
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	18246	1166	872	13341	20728
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	19877	1726	1365	21308	27992
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	19728	1726	1498	23661	26027
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	18246	1802	664	9700	30872
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	14978	212	678	9786	2675
SLE rara - N max gr.1	22955	766	1207	19310	12493
SLE rara - MT max gr.1	22852	766	1391	22565	11139
SLE rara - ML max gr.1	21830	817	616	9385	14459
SLE rara - N max gr.3	22955	1204	944	14687	19479
SLE rara - MT max gr.3	22852	1204	1036	16309	18125
SLE rara - ML max gr.3	21830	1255	472	6874	21445
SLE rara - Vento ponte scarico	19576	212	523	7416	2675
SLE freq. - N max gr.1	22279	655	726	11506	10530
SLE freq. - MT max gr.1	22197	655	873	14110	9446
SLE freq. - ML max gr.1	21379	655	535	8043	11610
SLE freq. - N max gr.3	22279	1006	515	7807	16119
SLE freq. - MT max gr.3	22197	1006	589	9105	15035
SLE freq. - ML max gr.3	21379	1006	420	6035	17199
SLE freq. - Vento ponte scarico	19576	212	338	4685	2675
SLE quasi permanente	19576	212	212	2675	2675
SLV - N max	22175	1859	1766	21060	22568
SLV - MT max gr.1	20808	1859	5377	62578	22297
SLV - ML max gr.1	20604	5488	1718	20194	64532
SLV - MT max gr.3	19654	1859	5377	62578	22297
SLV - ML max gr.3	19450	5488	1718	20194	64532
SLV - N min	18328	1859	1766	21060	22568
SLV - N max	22175	1976	1881	22778	24343
SLV - MT max gr.1	20808	1976	5759	68343	24072
SLV - ML max gr.1	20604	5878	1833	21933	70449
SLV - MT max gr.3	19654	1976	5759	68343	24072
SLV - ML max gr.3	19450	5878	1833	21933	70449
SLV - N min	18328	1976	1881	22778	24343
SLV - N max	22175	2428	2323	29504	31189
SLV - MT max gr.1	20808	2428	7235	90727	30918
SLV - ML max gr.1	20604	7385	2276	28639	93271
SLV - MT max gr.3	19654	2428	7235	90727	30918
SLV - ML max gr.3	19450	7385	2276	28639	93271
SLV - N min	18328	2428	2323	29504	31189

Tabella 4 – 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	32017	1090	1746	28012	17848	5681	1434	229
AI - SLU - MT max gr.1	31867	1090	2013	32732	15883	5792	1290	254
AI - SLU - ML max gr.1	30385	1166	872	13341	20728	4953	1799	162
AI - SLU - N max gr.3	32017	1726	1365	21308	27992	5840	1275	244
AI - SLU - MT max gr.3	31867	1726	1498	23661	26027	5841	1240	254
AI - SLU - ML max gr.3	30385	1802	664	9700	30872	5255	1498	213
AI - SLU - Vento ponte scarico	27117	286	752	10723	3612	3677	2349	89
AI - SLU Gmin - N max gr.1	19877	1090	1746	28012	17848	4332	85	229
AI - SLU Gmin - MT max gr.1	19728	1090	2013	32732	15883	4443	-59	254
AI - SLU Gmin - ML max gr.1	18246	1166	872	13341	20728	3605	450	162
AI - SLU Gmin - N max gr.3	19877	1726	1365	21308	27992	4491	-74	244
AI - SLU Gmin - MT max gr.3	19728	1726	1498	23661	26027	4492	-108	254
AI - SLU Gmin - ML max gr.3	18246	1802	664	9700	30872	3906	149	213
AI - SLU Gmin - Vento ponte scarico	14978	212	678	9786	2675	2241	1087	79
						5841	-108	254

Tabella 5 – 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 - N max	22175	1976	1881	22778	24343	4645	282	303
SLV - MT max gr.1	20808	1976	5759	68343	24072	6590	-1966	677
SLV - ML max gr.1	20604	5878	1833	21933	70449	6566	-1988	684
SLV - MT max gr.3	19654	1976	5759	68343	24072	6462	-2095	677
SLV - ML max gr.3	19450	5878	1833	21933	70449	6438	-2116	684
SLV - N min	18328	1976	1881	22778	24343	4218	-145	303
						6590	-2116	684

Tabella 6 – 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 - N max	22175	2428	2323	29504	31189	5274	-346	373
SLV - MT max gr.1	20808	2428	7235	90727	30918	7944	-3320	848
SLV - ML max gr.1	20604	7385	2276	28639	93271	7933	-3355	859
SLV - MT max gr.3	19654	2428	7235	90727	30918	7816	-3448	848
SLV - ML max gr.3	19450	7385	2276	28639	93271	7805	-3483	859
SLV - N min	18328	2428	2323	29504	31189	4846	-773	373
						7944	-3483	859

Tabella 7 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV q=1

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA

C.C. n°	N kN	T _x kN	T _y kN	M _x kNm	M _y kNm	N _{max/palo} kN	N _{min/palo} kN	T _{/palo} kN
SLE rara - N max gr.1	22955	766	1207	19310	12493	4023	1078	159
SLE rara - MT max gr.1	22852	766	1391	22565	11139	4099	979	176
SLE rara - ML max gr.1	21830	817	616	9385	14459	3529	1322	114
SLE rara - N max gr.3	22955	1204	944	14687	19479	4132	969	170
SLE rara - MT max gr.3	22852	1204	1036	16309	18125	4133	945	176
SLE rara - ML max gr.3	21830	1255	472	6874	21445	3737	1114	149
SLE rara - Vento ponte scarico	19576	212	523	7416	2675	2642	1708	63
						4133	945	176

Tabella 8 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE

4.9 Verifiche degli elementi strutturali

Per tutti gli elementi strutturali della spalla (muro frontale, muro paraghiaia, ...) 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)

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DELLA PILA							
			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	16189	905	1473	19330	12233
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	14783	1518	537	6312	21614
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	16061	905	1703	22709	10540
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	16061	905	1703	22709	10540
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	14783	1518	537	6312	21614
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	20288	1090	1746	22774	14578
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	18657	1802	664	7709	25467
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	20139	1090	2013	26694	12614
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	20139	1090	2013	26694	12614
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	18657	1802	664	7709	25467
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	14445	766	1207	15691	10195
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	13320	1255	472	5458	17681
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	14342	766	1391	18394	8840
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	14342	766	1391	18394	8840
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	13320	1255	472	5458	17681
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	13769	655	726	9329	8564
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	13769	1006	515	6261	13102
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	13686	655	873	11491	7480
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	13686	655	873	11491	7480
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	12869	1006	420	4774	14182
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	11066	212	212	2041	2041
SLV q=1,5	Nz,A _{max}	SLV - N max	12809	1443	1349	16387	17615
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	11837	4098	1302	15664	50153
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	12041	1443	3987	48532	17344
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	12041	1443	3987	48532	17344
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	11837	4098	1302	15664	50153
SLV q=1,36	Nz,A _{max}	SLV - N max	12809	1560	1464	17761	19038
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	11837	4489	1416	17059	54898
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	12041	1560	4370	53150	18767
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	12041	1560	4370	53150	18767
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	11837	4489	1416	17059	54898
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	12809	2012	1907	23160	24529
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	11837	5995	1859	22437	73201
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	12041	2012	5845	71107	24258
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	12041	2012	5845	71107	24258
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	11837	5995	1859	22437	73201

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE							
			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	25179	905	1473	23749	14948
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	23773	1518	537	7924	26168
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	25050	905	1703	27818	13254
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	25050	905	1703	27818	13254
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	23773	1518	537	7924	26168
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	32017	1090	1746	28012	17848
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	30385	1802	664	9700	30872
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	31867	1090	2013	32732	15883
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	31867	1090	2013	32732	15883
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	30385	1802	664	9700	30872
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	22955	766	1207	19310	12493
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	21830	1255	472	6874	21445
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	22852	766	1391	22565	11139
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	22852	766	1391	22565	11139
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	21830	1255	472	6874	21445
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	22279	655	726	11506	10530
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	22279	1006	515	7807	16119
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	22197	655	873	14110	9446
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	22197	655	873	14110	9446
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	21379	1006	420	6035	17199
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	19576	212	212	2675	2675
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	22175	1859	1766	21060	22568
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	20604	5488	1718	20194	64532
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	20808	1859	5377	62578	22297
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	20808	1859	5377	62578	22297
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	20604	5488	1718	20194	64532
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	22175	1976	1881	22778	24343
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	20604	5878	1833	21933	70449
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	20808	1976	5759	68343	24072
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	20808	1976	5759	68343	24072
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	20604	5878	1833	21933	70449
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	22175	2428	2323	29504	31189
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	20604	7385	2276	28639	93271
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	20808	2428	7235	90727	30918
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	20808	2428	7235	90727	30918
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	20604	7385	2276	28639	93271

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	36 di 50

4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	12.2	12.2	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	5995	5845	kN
Momento agente (q=1)	M	73201	71107	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	4098	3987	kN
Momento agente (con q)	MEd	50153	48532	kN*m
Momento Resistente	MRd	56618	56050	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1.13	1.15	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		CRITICA	CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	45	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	5995	5845	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	4627	4605	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	4627	4605	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	0.95	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.00	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	4627	4605	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.00	1.00	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	45	45	

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50	



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI01 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	37 di 50

Sf limite S.L.E. Comb. Rare:

337.50 MPa

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 circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonfer. lungo cui sono disposte le barre generate
 Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
 N°Barre Numero di barre generate equidist. disposte lungo la circonferenza
 Ø Diametro [mm] della singola barra generata

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	160.0	80	26
2	0.0	0.0	150.0	80	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 3.6 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	20288.24	14578.09	22774.31	0.00	0.00
2	18656.99	25467.32	7709.29	0.00	0.00
3	20138.89	12613.63	26693.87	0.00	0.00
4	20138.89	12613.63	26693.87	0.00	0.00
5	18656.99	25467.32	7709.29	0.00	0.00
6	12809.50	17614.76	16387.28	0.00	0.00
7	11836.90	50152.73	15664.41	4627.00	0.00
8	12041.30	17343.80	48532.49	0.00	4605.00
9	12041.30	17343.80	48532.49	0.00	0.00
10	11836.90	50152.73	15664.41	0.00	0.00

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



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI01 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	38 di 50

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	14445.00	15691.00	10195.00
2	13320.00	5458.00	17681.00
3	14342.00	18394.00	8840.00
4	14342.00	18394.00	8840.00
5	13320.00	5458.00	17681.00

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	13769.00	9329.00 (23574.12)	8564.00 (21640.98)
2	13769.00	6261.00 (12191.45)	13102.00 (25512.27)
3	13686.00	11491.00 (24731.74)	7480.00 (16098.98)
4	13686.00	11491.00 (24731.74)	7480.00 (16098.98)
5	12869.00	4774.00 (8400.52)	14182.00 (24955.22)

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

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

N° Comb.	N	Mx	My
1	11066.00	2041.00 (0.00)	2041.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 13.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
Copriferro netto minimo staffe: 12.7 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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	39 di 50

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	20288.24	14578.09	22774.31	20288.29	36196.27	56518.27	2.48849.5(288.6)	
2	S	18656.99	25467.32	7709.29	18656.76	62869.91	19034.41	2.47849.5(288.6)	
3	S	20138.89	12613.63	26693.87	20138.95	28610.00	60570.19	2.27849.5(288.6)	
4	S	20138.89	12613.63	26693.87	20138.95	28610.00	60570.19	2.27849.5(288.6)	
5	S	18656.99	25467.32	7709.29	18656.76	62869.91	19034.41	2.47849.5(288.6)	
6	S	12809.50	17614.76	16387.28	12809.61	44123.21	41054.01	2.51849.5(288.6)	
7	S	11836.90	50152.73	15664.41	11836.63	56618.35	17681.68	1.13849.5(288.6)	
8	S	12041.30	17343.80	48532.49	12041.20	20027.34	56050.47	1.15849.5(288.6)	
9	S	12041.30	17343.80	48532.49	12041.20	20027.34	56050.47	1.15849.5(288.6)	
10	S	11836.90	50152.73	15664.41	11836.63	56618.35	17681.68	1.13849.5(288.6)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	147.4	123.7	0.00297	136.4	83.6	-0.00833	-136.4	-83.6
2	0.00350	50.7	75.5	0.00295	49.4	152.2	-0.00866	-49.4	-152.2
3	0.00350	158.2	146.7	0.00297	142.6	72.6	-0.00836	-142.6	-72.6
4	0.00350	158.2	146.7	0.00297	142.6	72.6	-0.00836	-142.6	-72.6
5	0.00350	50.7	55.8	0.00295	49.4	152.2	-0.00866	-49.4	-152.2
6	0.00350	119.2	128.1	0.00289	113.1	113.1	-0.01002	-113.1	-113.1
7	0.00350	52.2	167.0	0.00288	49.4	152.2	-0.01028	-49.4	-152.2
8	0.00350	164.8	58.9	0.00288	152.2	49.4	-0.01022	-152.2	-49.4
9	0.00350	164.8	58.9	0.00288	152.2	49.4	-0.01022	-152.2	-49.4
10	0.00350	52.2	167.0	0.00288	49.4	152.2	-0.01028	-49.4	-152.2

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	0.000029740	0.000019037	-0.002679465	----	----
2	0.000010517	0.000034743	-0.002852470	----	----
3	0.000032006	0.000015124	-0.002694924	----	----
4	0.000032006	0.000015124	-0.002694924	----	----
5	0.000010517	0.000034743	-0.002852470	----	----
6	0.000027489	0.000029549	-0.003562696	----	----
7	0.000012264	0.000039265	-0.003698782	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	40 di 50

8	0.000038575	0.000013785	-0.003668744	----	----
9	0.000038575	0.000013785	-0.003668744	----	----
10	0.000012264	0.000039265	-0.003698782	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 3.6 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione 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	0.00	41328.36	8535.28288.9	258.0	306.5	1.000	1.112	0.0	84.6(0.0)
2	S	0.00	40879.57	8597.96289.9	259.9	303.4	1.000	1.103	0.0	84.6(0.0)
3	S	0.00	41314.00	8540.60288.9	258.1	306.5	1.000	1.111	0.0	84.6(0.0)
4	S	0.00	41314.00	8540.60288.9	258.1	306.5	1.000	1.111	0.0	84.6(0.0)
5	S	0.00	40879.57	8597.96289.9	259.9	303.4	1.000	1.103	0.0	84.6(0.0)
6	S	0.00	39512.02	8797.59292.4	265.8	295.4	1.000	1.071	0.0	84.6(0.0)
7	S	4416.59	39248.68	8827.83293.0	266.8	293.7	1.000	1.065	42.3	84.5(0.0)
8	S	4336.42	39268.87	8826.37293.0	266.7	293.7	1.000	1.067	41.6	84.6(0.0)
9	S	0.00	39268.87	8826.37293.0	266.7	293.7	1.000	1.067	0.0	84.6(0.0)
10	S	0.00	39248.68	8827.83293.0	266.8	293.7	1.000	1.065	0.0	84.5(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.20	95.3	0.0	-72.9	-83.6	-136.4	8558	180.5
2	S	6.17	167.2	0.0	-79.7	-152.2	-49.4	8952	191.1
3	S	6.83	75.8	0.0	-90.8	-72.6	-142.6	9062	191.1
4	S	6.83	75.8	0.0	-90.8	-72.6	-142.6	9062	191.1
5	S	6.17	167.2	0.0	-79.7	-152.2	-49.4	8952	191.1

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

La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	41 di 50

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace A_c eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00040	0	0.500	26.0	137	0.00022 (0.00022)	675	0.148 (0.20)	20661.73	13424.66
2	S	-0.00044	0	0.500	26.0	137	0.00024 (0.00024)	673	0.161 (0.20)	7001.56	22681.29
3	S	-0.00050	0	0.500	26.0	137	0.00027 (0.00027)	675	0.184 (0.20)	21141.23	10160.30
4	S	-0.00050	0	0.500	26.0	137	0.00027 (0.00027)	675	0.184 (0.20)	21141.23	10160.30
5	S	-0.00044	0	0.500	26.0	137	0.00024 (0.00024)	673	0.161 (0.20)	7001.56	22681.29

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	4.11	118.3	0.0	-26.1	-103.9	-121.7	5557	127.4
2	S	4.73	157.9	0.0	-39.8	-142.6	-72.6	7091	159.3
3	S	4.45	95.5	0.0	-33.9	-83.6	-136.4	6558	143.4
4	S	4.45	95.5	0.0	-33.9	-83.6	-136.4	6558	143.4
5	S	4.90	165.9	0.0	-49.0	-152.2	-49.4	7857	169.9

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00015	0	0.500	26.0	137	0.00008 (0.00008)	659	0.052 (0.20)	23574.12	21640.98
2	S	-0.00022	0	0.500	26.0	137	0.00012 (0.00012)	663	0.079 (0.20)	12191.45	25512.27
3	S	-0.00019	0	0.500	26.0	137	0.00010 (0.00010)	668	0.068 (0.20)	24731.74	16098.98
4	S	-0.00019	0	0.500	26.0	137	0.00010 (0.00010)	668	0.068 (0.20)	24731.74	16098.98
5	S	-0.00027	0	0.500	26.0	137	0.00015 (0.00015)	670	0.099 (0.20)	8400.52	24955.22

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.58	123.7	0.0	7.4	-113.1	-113.1	----	----

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00

4.9.2 Zattera di fondazione

Per la valutazione delle sollecitazioni nel plinto di fondazione, è necessario valutare preventivamente le sollecitazioni agenti nei pali di fondazione. Tali sollecitazioni sono state valutate mediante una ripartizione rigida delle sollecitazioni agenti a base plinto.

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{\max} = 5841 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 6590 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 684 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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.

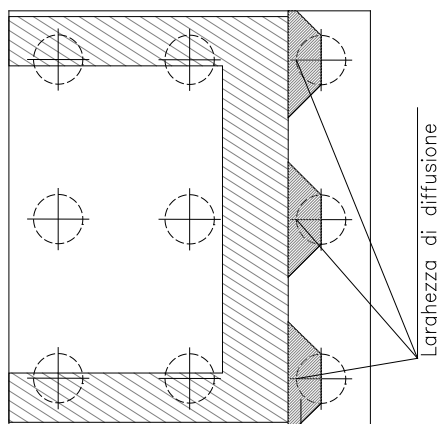
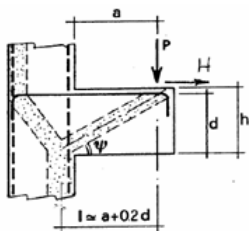


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

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° 617 del 02-02-09.

VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE secondo Circ 617-09/ C4.1.2.1.5

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	44 di 50

Dati di progetto

$b(m) =$	4.20	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	6590.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	684.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	3.40	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	3.00	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
$d(m) =$	2.90	m	altezza utile
$l(m) =$	3.98	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.52		$\lambda = ctg\psi \approx l/(0,9d)$

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							
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	24.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 1 =$	42.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	19000.34	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	19000.34
Registro tipo R2							
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	24.0	$p2(cm) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb \text{ tot } 2 =$	42.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	19000.34	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	19000.34
Registro tipo R3							
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb \text{ tot } 3 =$	0.0	$A_{\phi \text{ TOT}} (mm^2) =$	0.00	$A_{\phi \text{ CAL}} (mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$ rad = °

$P_{RS} =$ KN

$P_{RC} =$ KN

4.9.3 Palo di fondazione $L=32.0m$

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione.

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

$$M = T * \alpha$$

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

$$N_{\max} = 7944 \text{ kN} \quad T = 859 \text{ kN} \quad M = 859 * 2.5 = 2148 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -3483 \text{ kN} \quad T = 859 \text{ kN} \quad M = 859 * 2.5 = 2148 \text{ kNm}$$

$$N = -3483 \text{ kN} \quad T = 859 \text{ kN} \quad M_{\max} = 859 * 2.5 = 2148 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

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

$$A_s = 26+26 \phi 26 \quad \text{staffe } \phi 14/15$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 32.00m$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1 * \beta 2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI01 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	46 di 50

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

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

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	45.0	26	26
2	0.0	0.0	50.0	26	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
 Passo staffe: 15.0 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	5841.00	635.00	0.00	254.00	0.00
2	-108.00	635.00	0.00	254.00	0.00
3	7944.00	2148.00	0.00	859.00	0.00
4	-3483.00	2148.00	0.00	859.00	0.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x 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	4133.00	440.00	0.00
2	945.00	440.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	47 di 50

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	3584.00	336.00 (1875.29)	0.00 (0.00)
2	1300.00	336.00 (1670.32)	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
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	5841.00	635.00	0.00	5840.87	4843.37	0.00	7.63	276.1(33.9)
2	S	-108.00	635.00	0.00	-108.06	4089.65	0.00	6.44	276.1(33.9)
3	S	7944.00	2148.00	0.00	7943.95	4788.43	0.00	2.23	276.1(33.9)
4	S	-3483.00	2148.00	0.00	-3482.77	3130.92	0.00	1.46	276.1(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00291	0.0	50.0	-0.00301	0.0	-50.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00259	0.0	50.0	-0.00651	0.0	-50.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00297	0.0	50.0	-0.00233	0.0	-50.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00223	0.0	50.0	-0.01047	0.0	-50.0

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	48 di 50

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	0.000059214	-0.000052851	----	----
2	0.000000000	0.000091030	-0.001961777	----	----
3	0.000000000	0.000052968	0.000321938	----	----
4	0.000000000	0.000126957	-0.004117411	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
Passo staffe: 15.0 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 V_x e V_y 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 $L=lungh.legat.proietta-$
 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	254.00	2226.94	2603.43	87.1 68.2	106.9	2.500	1.250	3.8	39.0(0.0)
2	S	254.00	1989.37	2921.27	91.6 76.6	106.4	2.500	1.000	3.4	39.0(0.0)
3	S	859.00	2126.53	2508.59	87.1 65.8	106.0	2.500	1.250	13.4	39.0(0.0)
4	S	859.00	1983.62	3169.02	98.1 83.1	97.8	2.500	1.000	10.6	39.0(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.45	0.0	0.0	17.9	0.0	-50.0	----	----
2	S	2.75	0.0	0.0	-24.4	0.0	-50.0	980	42.5

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 01 05 001	A	49 di 50

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

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00048	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1898.18	0.00
2	S	-0.00015	0	0.500	26.0	137	0.00007 (0.00007)	568	0.042 (0.20)	967.24	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.68	0.0	0.0	17.8	0.0	-50.0	----	----
2	S	2.26	0.0	0.0	-6.0	0.0	-50.0	377	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	-0.00048	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1875.29	0.00
2	S	-0.00005	0	0.500	26.0	137	0.00002 (0.00002)	780	0.014 (0.20)	1670.32	0.00

5 SINTESI DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel presente paragrafo si riporta una sintesi in forma tabellare delle sollecitazioni massime sui pali e delle verifiche geotecniche per il viadotto in oggetto, con relativi coefficienti di sicurezza.

Per maggiori dettagli si rimanda alle specifiche relazioni delle fondazioni.

PALI					SOLLECITAZIONI										
viadot to	spall a pila	D[m m]	npali[-]	Lpalo [m]	SFORZO NORMALE SLU/SLV		SFORZO NORMALE SLE		TAGLI E MOMENTI						
					Nmax,c [kN]	Nmin[k N]	Nmax, SLE,rara [kN]	Nmax, SLE,FREQ [kN]	senza scalzamento			con scalzamento			
									Tmax [kN]	alfa [m]	Mm ax	Tmax [kN]	alfa [m]	Mm ax	
VI01	spall	1500	9	28.0	6574	-	4630	-	1256	3.2	4057	-	-	-	
VI01	pila 6	1200	9	32.0	6590	-2116	4133	3584	859	2.5	2148	129	2.6	332	

VERIFICHE GEOTECNICHE						
Carico limite orizzontale		Capacità portante palo				
		COMPRESSIONE			TRAZIONE	
Hd[kN]	FS	Qd [kN]	Qd [kN], SCALZ	FS	Qd,trazione [kN]	
1334.1	1.06	7234	-	1.10	-	-
1131.6	1.32	7445	7044	1.07	6004	2.84