

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

VI02 - 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 VI0205 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autore	Rev. Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	Abbasiano	Novembre 2019	A. Ferri	Novembre 2019	F. Sparacino	Novembre 2019	A. Vittozzi	Novembre 2019

ITALFERR S.p.A.
 D. Opere Civili e Gestione delle varianti
 Dott. Ing. Angelo Vittozzi
 Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
 N° A20783

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.2	ASPETTI LEGATI ALLE OPERE DI FONDAZIONE	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3	MATERIALI	8
3.1	VERIFICA S.L.E.	9
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	9
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	9
4	ANALISI E VERIFICHE PILA	11
4.1	GENERALITÀ	11
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE PILE	11
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	11
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	15
4.5	GEOMETRIA DELLA PILA	16
4.6	ANALISI DEI CARICHI.....	17
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	17
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	17
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	20
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	22
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i>	23
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	23
4.6.7	<i>Azione sismica</i>	25
4.6.8	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	29
4.6.9	<i>Riepilogo risultati</i>	29
4.7	SOLLECITAZIONI.....	31

4.7.1	<i>Plinto di fondazione</i>	32
4.8	PALI DI FONDAZIONE	33
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	34
4.9.1	<i>Pila</i>	37
4.9.2	<i>Zattera di fondazione</i>	43
4.9.3	<i>Palo di fondazione L=43.0m</i>	46

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 002	REV. A

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) di una delle Pile del viadotto ferroviario **VI02** 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 16** 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 VI02 ha una lunghezza totale di circa 501 m, è costituito da 20 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.

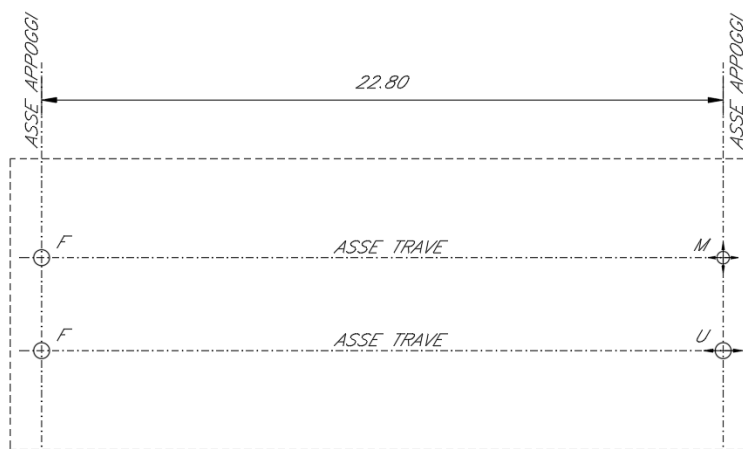


Figura 1: schema appoggi impalcati sx e dx

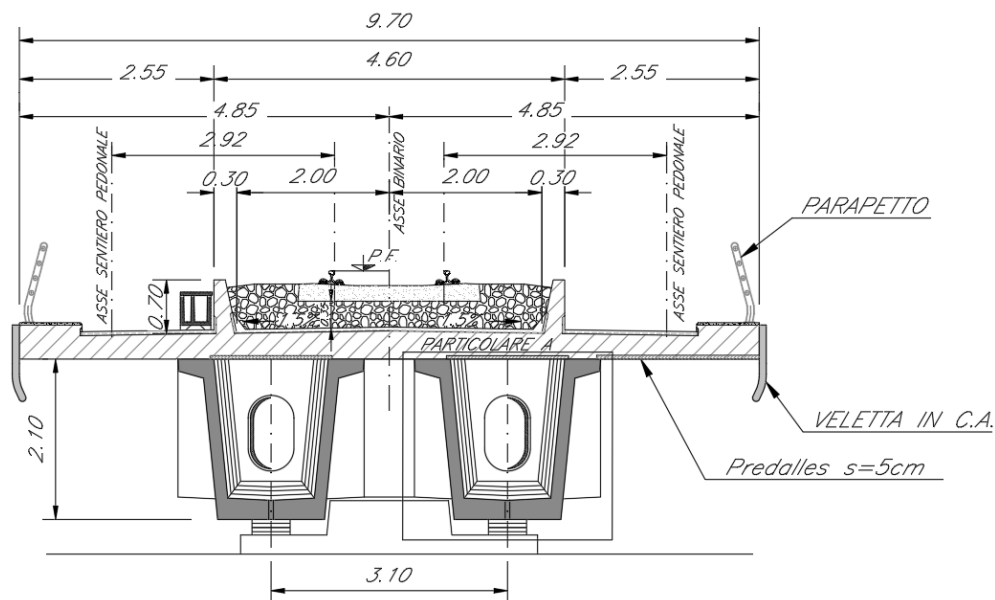
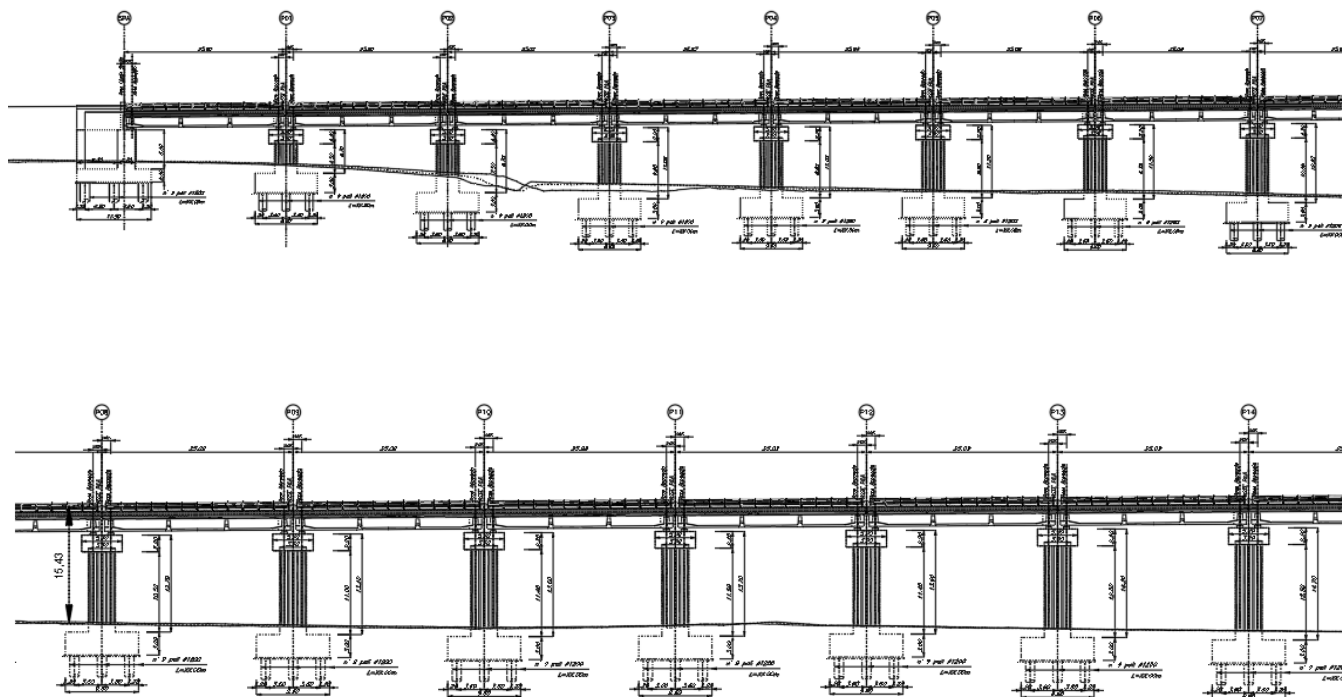


Figura 2: sezione trasversale impalcato sx edx

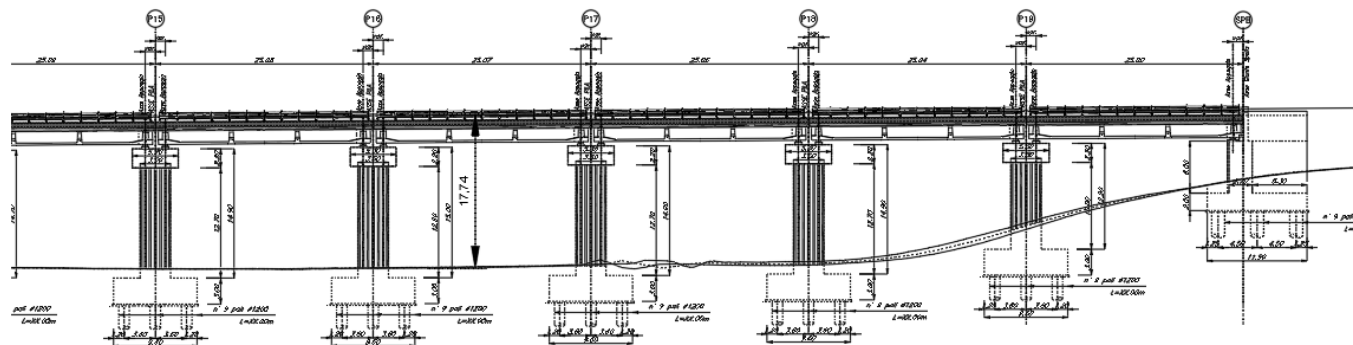
1.2 Aspetti legati alle opere di fondazione

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



RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	6 di 51



	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 002	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;

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 ELETTRISALDATE

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 02 05 002	A	10 di 51

		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 VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 002	REV. A

4 ANALISI E VERIFICHE PILA

4.1 Generalità

La pila presenta una sezione **circolare** di diametro 4.50m, una altezza complessiva di 12.80m.

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	EQU ⁽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 02 05 002 A 14 di 51

	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	0,63	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. 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	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

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	0.00	0.80	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	0.00	0.80	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	0.00	0.40	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	0.00	0.40	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	0.00	0.80	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	0.00	0.80	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	0.00	0.40	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	0.00	0.40	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	0.00	0.50	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

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

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

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

4.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

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

4.5 Geometria della Pila

Generali			
Peso cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso terreno	γ_t	20	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	53.0	kN/m ²
Altezza appoggio + baggiolo	h_{sp}	0.45	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	16.25	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	12.80	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	4.50	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	4.50	m
Area Sezione		15.90	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
Permanententi 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	G ₁	162	kN/m
Permanententi portati	G ₂	120	kN/m
Ballast	G ₂	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 02 05 002 A 18 di 51

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			69			69	3.30
Vento Ponte Carico			145			145	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			1028		1028	2.50
	Sisma verticale	276			276		0.00
q=1.36	Sisma longitudinale		0			0	2.50
	Sisma trasversale			1134		1134	2.50
	Sisma verticale	276			276		0.00
q=1	Sisma longitudinale		0			0	2.50
	Sisma trasversale			1542		1542	2.50
	Sisma verticale	276			276		0.00

REAZIONI VINCOLARI [kN,m]

dx

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	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			69			69	3.30	
Vento Ponte Carico			145			145	3.65	
Attrito permanente		53	53		53	53	0.00	
Attrito carichi mobili		36	36		32	32	0.00	
Sisma longitudinale		2095			2095		2.50	
	Sisma trasversale			1028			1028	2.50
		Sisma verticale	276			276		0.00
Sisma longitudinale				2311			2311	2.50
	Sisma trasversale				1134			1134
		Sisma verticale	276			276		0.00
Sisma longitudinale				3143			3143	2.50
	Sisma trasversale				1542			1542
		Sisma verticale	276			276		0.00

4.6.3 Azione del Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005				
Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	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)	$vb=vb0 * (1+ ks(as/ao-1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	αR	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	$qb=0.5*ρ*vb^2$	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	20	20	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.81	2.81	
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	2.81	2.81	
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	11.0	23.1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.69	3.16	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	11.0	23.1	kN/m
Vento impalcato a ponte scarico				
		sx	dx	
Forza statica equivalente	f	11.0	11.0	kN/m
Luce impalcato	L	25	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	138	138	kN/m
Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	23.1	23.1	kN/m
Luce impalcato	L	25	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	289	289	kN/m

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	21 di 51

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	15.00	15	m	
Coefficiente di topografia	ct	1	1		
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.62	2.62		
		dir.x	dir.x		
Altezza (dir.z)	h	2.20	12.80	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	8.00	4.50	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	5.3	4.5	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	2.25	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	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	3.33	1.51	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	17.6	57.6	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	59	87	kN	
		dir.y	dir.y		
Altezza (dir.z)	h	2.20	12.80	m	
Larghezza in direz. Ortogonale al vento	b	5.3	4.5	m	
Larghezza in direz. Parallela al vento	d	8	4.5	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	2.25	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	$q=\Psi*cfx*ce*qb$	2.60	1.51	kN/mq	
Area investita dal vento	$A=b*h$	11.66	57.6	mq	
Forza statica equivalente	$F=q*A$	30	87	kN	
Riepilogo					
Vento x					
Pulvino	F	59	kN		
Pila	F	87	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	15.00	m		
Forza totale	F Tot	145	kN		
Vento y					
Pulvino	F	30	kN		
Pila	F	87	kN		
Distanza tra spiccato fusto e testa pulvino	bz	15.00	m		
Forza totale	F Tot	117	kN		

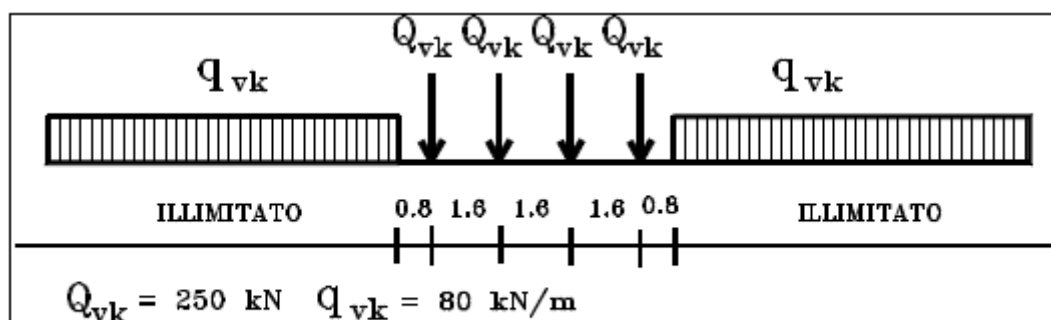
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

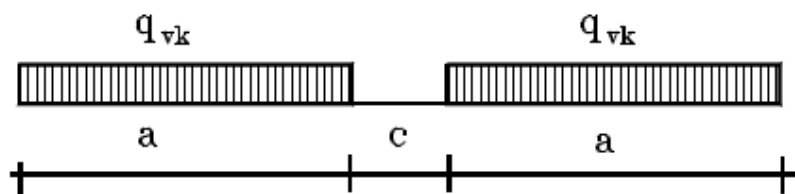
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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 02 05 002	A	24 di 51

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	ø3 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	80	kN/m	qvk	133	kN/m			
α	1	Per V>120 km/h	α	1.1				
α	1.1	Per V<120 km/h			qvk	150	kN/m	
					α	1		
Qtk	265	Per V>120 km/h						
	200	Per V<120 km/h						
Qtk scelto	265							
qtk	21	Per V>120 km/h	qtk	18	Per V=100 km/h	qtk	19	Per V=100 km/h
	16	Per V<120 km/h						
qtk scelto	21							
L calc= L-6.4m	18.6	m	L calc	19.7	m	L calc	25	m
qtk*Lcalc	394	kN	qtk*Lcalc	364	kN	qtk*Lcalc	473	kN
FT= (qtk*Lcalc + qtk)/2	329	kN	FT= qtk*Lcalc /2	182		FT= qtk*Lcalc /2	237	

Forza centrifuga dx

L	25	m	L ₀	22.8	m
velocità di progetto	160	km/h	ø3 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	80	kN/m	qvk	133	kN/m			
α	1	Per V>120 km/h	α	1.1				
α	1.1	Per V<120 km/h			qvk	150	kN/m	
					α	1		
Qtk	265	Per V>120 km/h						
	200	Per V<120 km/h						
Qtk scelto	265							
qtk	21	Per V>120 km/h	qtk	18	Per V=100 km/h	qtk	19	Per V=100 km/h
	16	Per V<120 km/h						
qtk scelto	21							
L calc= L-6.4m	18.6	m	L calc	19.7	m	L calc	25	m
qtk*Lcalc	394	kN	qtk*Lcalc	364	kN	qtk*Lcalc	473	kN
FT= (qtk*Lcalc + qtk)/2	329	kN	FT= qtk*Lcalc /2	182		FT= qtk*Lcalc /2	237	

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 002	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:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:



La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



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

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

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 **SLV** info

Risposta sismica locale

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

Categoria topografica **T1** 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 **si** info

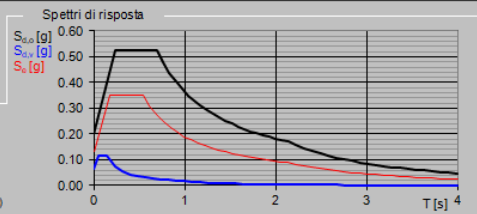
Compon. verticale

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, $\xi = 5\%$)

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

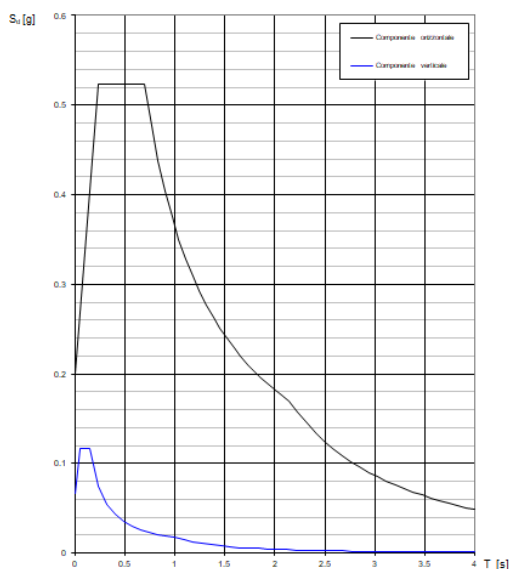
Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato lim SLV

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	4028	kN
Massa complessiva dir x	mix + mpx	11980	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	4028	kN
Massa complessiva dir. Y	mi _y + mp _y	11754	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	4028	kN
Massa complessiva dir. Z	mi _z + mp _z	11754	kN
1/5 Massa sismica impalcato dir. Z	mi _z /5	1545	kN
Verifica requisito dir. Z		no	

Inerzia Pila asse y	J _{yy}	20.1	m ⁴
Inerzia Pila asse x	J _{xx}	20.1	m ⁴
Area Pila	A _p	15.90	m ²
Rigidezza Pila asse y	K _y	371827068.3	N/m
Rigidezza Pila asse x	K _x	371827068.3	N/m
rigidezza Pila asse z	K _z	34989488179	N/m
Periodo x	T _x	0.36	s
Periodo y	T _y	0.35	s
Periodo z	T _z	0.04	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	0.09	
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	0.09	
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	0.09	
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	0.09375	

Condizione Sismica - Taglianti Totali			
q=1.5			
Tagliante direzione x	F x	4190	kN
Tagliante direzione y	F y	4111	kN
Tagliante direzione z	F z	1102	kN
q=1.36			
Tagliante direzione x	F x	4622	kN
Tagliante direzione y	F y	4534	kN
Tagliante direzione z	F z	1102	kN
q=1			
Tagliante direzione x	F x	6285	kN
Tagliante direzione y	F y	6167	kN
Tagliante direzione z	F z	1102	kN

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO PILA	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 05 002	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 02 05 002	A	30 di 51

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	7421			0.00	0.00	0	0	0
Vento su pila dir. x		145		0.00	0.00	15.00	0	2182
Vento su pila dir. y			117.1	0.00	0.00	15.00	1757	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	7421			0.00	0.00	0	0	0
Plinto	6912			0.00	0.00	1.50	0.00	0
Rinterro	1438			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Vento su pila dir. x		145		0.00	0.00	18.00	0	2618
Vento su pila dir. y			117.1	0.00	0.00	18.00	2108	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	145			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	19595	905	1559	29326	17482	
A2 - SLU - MT max gr.1	19466	905	1789	34039	15788	
A2 - SLU - ML max gr.1	18189	1018	717	13072	20871	
A2 - SLU - N max gr.3	19595	1452	1230	22627	27747	
A2 - SLU - MT max gr.3	19466	1452	1345	24976	26054	
A2 - SLU - ML max gr.3	18189	1566	537	9429	31137	
A2 - SLU - Vento ponte scarico	15371	212	723	12279	3268	
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	15695	905	1559	29326	17482	
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	15566	905	1789	34039	15788	
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	14289	1018	717	13072	20871	
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	15695	1452	1230	22627	27747	
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	15566	1452	1345	24976	26054	
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	14289	1566	537	9429	31137	
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	11471	212	723	12279	3268	
A1 - SLU - N max gr.1	24886	1090	1845	34578	20900	
A1 - SLU - MT max gr.1	24737	1090	2112	40045	18935	
A1 - SLU - ML max gr.1	23255	1221	872	15784	24821	
A1 - SLU - N max gr.3	24886	1726	1464	26806	32824	
A1 - SLU - MT max gr.3	24737	1726	1597	29532	30860	
A1 - SLU - ML max gr.3	23255	1857	664	11558	36745	
A1 - SLU - Vento ponte scarico	19986	286	875	14809	4411	
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	16371	1090	1845	34578	20900	
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	16222	1090	2112	40045	18935	
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	14740	1221	872	15784	24821	
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	16371	1726	1464	26806	32824	
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	16222	1726	1597	29532	30860	
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	14740	1857	664	11558	36745	
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	11471	212	801	13665	3268	
SLE rara - N max gr.1	17850	766	1273	23806	14639	
SLE rara - MT max gr.1	17747	766	1457	27577	13284	
SLE rara - ML max gr.1	16725	854	616	11111	17298	
SLE rara - N max gr.3	17850	1204	1010	18447	22851	
SLE rara - MT max gr.3	17747	1204	1102	20326	21497	
SLE rara - ML max gr.3	16725	1292	472	8197	25511	
SLE rara - Vento ponte scarico	14471	212	605	10199	3268	
SLE freq. - N max gr.1	17175	655	726	13538	12365	
SLE freq. - MT max gr.1	17092	655	873	16554	11281	
SLE freq. - ML max gr.1	16275	655	535	9542	13445	
SLE freq. - N max gr.3	17175	1006	515	9250	18935	
SLE freq. - MT max gr.3	17092	1006	589	10754	17851	
SLE freq. - ML max gr.3	16275	1006	420	7211	20015	
SLE freq. - Vento ponte scarico	14471	212	350	5855	3268	
SLE quasi permanente	14471	212	212	3268	3268	
q = 1.5	SLV - N max	16251	1561	1468	26345	28114
q = 1.5	SLV - MT max gr.1	15458	1561	4383	78766	27843
q = 1.5	SLV - ML max gr.1	15253	4494	1420	25346	81031
q = 1.5	SLV - MT max gr.3	14795	1561	4383	78766	27843
q = 1.5	SLV - ML max gr.3	14591	4494	1420	25346	81031
q = 1.5	SLV - N min	14043	1561	1468	26345	28114
q = 1.36	SLV - N max	16251	1691	1595	28603	30436
q = 1.36	SLV - MT max gr.1	15458	1691	4806	86334	30165
q = 1.36	SLV - ML max gr.1	15253	4926	1547	27625	88773
q = 1.36	SLV - MT max gr.3	14795	1691	4806	86334	30165
q = 1.36	SLV - ML max gr.3	14591	4926	1547	27625	88773
q = 1.36	SLV - N min	14043	1691	1595	28603	30436
q = 1	SLV - N max	16251	2190	2085	37416	39395
q = 1	SLV - MT max gr.1	15458	2190	6439	115671	39124
q = 1	SLV - ML max gr.1	15253	6589	2037	36417	118636
q = 1	SLV - MT max gr.3	14795	2190	6439	115671	39124
q = 1	SLV - ML max gr.3	14591	6589	2037	36417	118636
q = 1	SLV - N min	14043	2190	2085	37416	39395

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	28377	905	1559	34002	20197
A2 - SLU - MT max gr.1	28248	905	1789	39405	18503
A2 - SLU - ML max gr.1	26971	1018	717	15224	23926
A2 - SLU - N max gr.3	28377	1452	1230	26316	32105
A2 - SLU - MT max gr.3	28248	1452	1345	29011	30411
A2 - SLU - ML max gr.3	26971	1566	537	11041	35834
A2 - SLU - Vento ponte scarico	24153	212	723	14446	3902
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	22607	905	1559	34002	20197
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	22478	905	1789	39405	18503
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	21201	1018	717	15224	23926
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	22607	1452	1230	26316	32105
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	22478	1452	1345	29011	30411
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	21201	1566	537	11041	35834
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	18383	212	723	14446	3902
A1 - SLU - N max gr.1	36374	1090	1845	40112	24169
A1 - SLU - MT max gr.1	36225	1090	2112	46380	22205
A1 - SLU - ML max gr.1	34743	1221	872	18401	28483
A1 - SLU - N max gr.3	36374	1726	1464	31197	38002
A1 - SLU - MT max gr.3	36225	1726	1597	34323	36037
A1 - SLU - ML max gr.3	34743	1857	664	13549	42316
A1 - SLU - Vento ponte scarico	31475	286	875	17434	5268
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	23283	1090	1845	40112	24169
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	23134	1090	2112	46380	22205
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	21652	1221	872	18401	28483
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	23283	1726	1464	31197	38002
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	23134	1726	1597	34323	36037
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	21652	1857	664	13549	42316
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	18383	212	801	16069	3902
SLE rara - N max gr.1	26201	766	1273	27624	16938
SLE rara - MT max gr.1	26098	766	1457	31946	15583
SLE rara - ML max gr.1	25076	854	616	12960	19859
SLE rara - N max gr.3	26201	1204	1010	21475	26464
SLE rara - MT max gr.3	26098	1204	1102	23631	25109
SLE rara - ML max gr.3	25076	1292	472	9613	29385
SLE rara - Vento ponte scarico	22822	212	605	12013	3902
SLE freq. - N max gr.1	25525	655	726	15715	14331
SLE freq. - MT max gr.1	25442	655	873	19173	13247
SLE freq. - ML max gr.1	24625	655	535	11148	15411
SLE freq. - N max gr.3	25525	1006	515	10796	21952
SLE freq. - MT max gr.3	25442	1006	589	12521	20868
SLE freq. - ML max gr.3	24625	1006	420	8471	23032
SLE freq. - Vento ponte scarico	22822	212	350	6904	3902
SLE quasi permanente	22822	212	212	3902	3902
SLV - N max	25441	1978	1885	31373	33423
SLV - MT max gr.1	24060	1978	5773	93999	33152
SLV - ML max gr.1	23855	5884	1837	30232	96598
SLV - MT max gr.3	22894	1978	5773	93999	33152
SLV - ML max gr.3	22689	5884	1837	30232	96598
SLV - N min	21554	1978	1885	31373	33423
SLV - N max	25441	2108	2012	34013	36134
SLV - MT max gr.1	24060	2108	6196	102837	35863
SLV - ML max gr.1	23855	6315	1964	32892	105634
SLV - MT max gr.3	22894	2108	6196	102837	35863
SLV - ML max gr.3	22689	6315	1964	32892	105634
SLV - N min	21554	2108	2012	34013	36134
SLV - N max	25441	2607	2502	44295	46590
SLV - MT max gr.1	24060	2607	7829	137073	46319
SLV - ML max gr.1	23855	7979	2454	43154	140488
SLV - MT max gr.3	22894	2607	7829	137073	46319
SLV - ML max gr.3	22689	7979	2454	43154	140488
SLV - N min	21554	2607	2502	44295	46590

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	36374	1090	1845	40112	24169	7018	1066	238
AI - SLU - MT max gr.1	36225	1090	2112	46380	22205	7200	850	264
AI - SLU - ML max gr.1	34743	1221	872	18401	28483	6031	1690	167
AI - SLU - N max gr.3	36374	1726	1464	31197	38002	7245	838	251
AI - SLU - MT max gr.3	36225	1726	1597	34323	36037	7282	768	261
AI - SLU - ML max gr.3	34743	1857	664	13549	42316	6447	1274	219
AI - SLU - Vento ponte scarico	31475	286	875	17434	5268	4548	2446	102
AI - SLU Gmin - N max gr.1	23283	1090	1845	40112	24169	5563	-389	238
AI - SLU Gmin - MT max gr.1	23134	1090	2112	46380	22205	5746	-605	264
AI - SLU Gmin - ML max gr.1	21652	1221	872	18401	28483	4576	235	167
AI - SLU Gmin - N max gr.3	23283	1726	1464	31197	38002	5791	-617	251
AI - SLU Gmin - MT max gr.3	23134	1726	1597	34323	36037	5828	-687	261
AI - SLU Gmin - ML max gr.3	21652	1857	664	13549	42316	4992	-181	219
AI - SLU Gmin - Vento ponte scarico	18383	212	801	16069	3902	2967	1118	92
						7282	-687	264

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	25441	2108	2012	34013	36134	6074	-421	324
SLV - MT max gr.1	24060	2108	6196	102837	35863	9095	-3748	727
SLV - ML max gr.1	23855	6315	1964	32892	105634	9064	-3763	735
SLV - MT max gr.3	22894	2108	6196	102837	35863	8965	-3878	727
SLV - ML max gr.3	22689	6315	1964	32892	105634	8934	-3892	735
SLV - N min	21554	2108	2012	34013	36134	5642	-853	324
						9095	-3892	735

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	25441	2607	2502	44295	46590	7034	-1381	401
SLV - MT max gr.1	24060	2607	7829	137073	46319	11164	-5817	917
SLV - ML max gr.1	23855	7979	2454	43154	140488	11153	-5851	928
SLV - MT max gr.3	22894	2607	7829	137073	46319	11034	-5947	917
SLV - ML max gr.3	22689	7979	2454	43154	140488	11023	-5981	928
SLV - N min	21554	2607	2502	44295	46590	6603	-1813	401
						11164	-5981	928

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	26201	766	1273	27624	16938	4974	848	165
SLE rara - MT max gr.1	26098	766	1457	31946	15583	5100	699	183
SLE rara - ML max gr.1	25076	854	616	12960	19859	4306	1267	117
SLE rara - N max gr.3	26201	1204	1010	21475	26464	5131	692	175
SLE rara - MT max gr.3	26098	1204	1102	23631	25109	5156	643	181
SLE rara - ML max gr.3	25076	1292	472	9613	29385	4592	981	153
SLE rara - Vento ponte scarico	22822	212	605	12013	3902	3273	1799	71
						5156	643	183

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	19595	905	1559	29326	17482
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	18189	1566	537	9429	31137
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	19466	905	1789	34039	15788
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	19466	905	1789	34039	15788
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	18189	1566	537	9429	31137
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	24886	1090	1845	34578	20900
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	23255	1857	664	11558	36745
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	24737	1090	2112	40045	18935
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	24737	1090	2112	40045	18935
	Myy _{max}	A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	14740	1857	664	11558	36745
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	17850	766	1273	23806	14639
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	16725	1292	472	8197	25511
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	17747	766	1457	27577	13284
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	17747	766	1457	27577	13284
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	16725	1292	472	8197	25511
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	17175	655	726	13538	12365
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	17175	1006	515	9250	18935
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	17092	655	873	16554	11281
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	17092	655	873	16554	11281
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	16275	1006	420	7211	20015
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	14471	212	212	3268	3268
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	16251	1561	1468	26345	28114
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	15253	4494	1420	25346	81031
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	15458	1561	4383	78766	27843
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	15458	1561	4383	78766	27843
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	15253	4494	1420	25346	81031
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	16251	1691	1595	28603	30436
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	15253	4926	1547	27625	88773
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	15458	1691	4806	86334	30165
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	15458	1691	4806	86334	30165
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	15253	4926	1547	27625	88773
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	16251	2190	2085	37416	39395
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	15253	6589	2037	36417	118636
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	15458	2190	6439	115671	39124
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	15458	2190	6439	115671	39124
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	15253	6589	2037	36417	118636

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	28377	905	1559	34002	20197
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	26971	1566	537	11041	35834
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	28248	905	1789	39405	18503
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	28248	905	1789	39405	18503
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.3	26971	1566	537	11041	35834
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	36374	1090	1845	40112	24169
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	34743	1857	664	13549	42316
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	36225	1090	2112	46380	22205
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	36225	1090	2112	46380	22205
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.3	34743	1857	664	13549	42316
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	26201	766	1273	27624	16938
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.3	25076	1292	472	9613	29385
	Ty,A _{max}	SLE rara - MT max gr.1	26098	766	1457	31946	15583
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	26098	766	1457	31946	15583
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.3	25076	1292	472	9613	29385
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	25525	655	726	15715	14331
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	25525	1006	515	10796	21952
	Ty,A _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	25442	655	873	19173	13247
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	25442	655	873	19173	13247
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.3	24625	1006	420	8471	23032
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	22822	212	212	3902	3902
SLV q=1.5	Nz,A _{max}	SLV - N max	25441	1978	1885	31373	33423
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	23855	5884	1837	30232	96598
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	24060	1978	5773	93999	33152
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	24060	1978	5773	93999	33152
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	23855	5884	1837	30232	96598
SLV q=1.36	Nz,A _{max}	SLV - N max	25441	2108	2012	34013	36134
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	23855	6315	1964	32892	105634
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	24060	2108	6196	102837	35863
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	24060	2108	6196	102837	35863
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	23855	6315	1964	32892	105634
SLV q=1	Nz,A _{max}	SLV - N max	25441	2607	2502	44295	46590
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	23855	7979	2454	43154	140488
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	24060	2607	7829	137073	46319
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	24060	2607	7829	137073	46319
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	23855	7979	2454	43154	140488

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	37 di 51

4.9.1 Pila

Taglio di progetto:

Direzione		Long.(Myy,Tx)	Trasv(Mxx,Ty)	
Altezza pila	H	18.0	18.0	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	6589	6439	kN
Momento agente (q=1)	M	118636	115671	kN*m
Taglio agente (con q)	VEd	4494	4383	kN
Momento agente (con q)	MEd	81031	78766	kN*m
Momento Resistente	MRd	135079	133692	kN*m
Rapporto di sovrarresistenza	MRd/MEd	1.67	1.70	
Tipo sezione (EC8-2; eq. 6.11)		NON CRITICA	NON CRITICA	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	
Limite superiore Vgr	Vgr.max= V	6589	6439	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza (eq. 7.9.12)	Vgr	7492	7440	kN
Taglio di progetto per la gerarchia della resistenza filtrato (eq. 7.9.12)	Vgr	6589	6439	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.23	
fattore di sicurezza aggiuntivo per la resistenza a taglio filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1	1.23	
Riassumendo				
Taglio di calcolo	Vgr	6589	6439	kN
fattore di sicurezza aggiuntivo filtrato (eq. 7.9.10)	γ_{Bd}	1.23	1.23	
Angolo inclinazione bielle compresse	Teta	da calc.	da calc.	

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 $\beta_1 \beta_2$:		1.00	



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	38 di 51

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

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C32/40

Raggio circ.: 225.0 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	215.0	120	30
2	0.0	0.0	205.0	120	30

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 10 mm
 Passo staffe: 9.4 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	24886.00	20900.00	34578.00	0.00	0.00
2	23255.00	36745.00	11558.00	0.00	0.00
3	24737.00	18935.00	40045.00	0.00	0.00
4	24737.00	18935.00	40045.00	0.00	0.00
5	14740.00	36745.00	11558.00	0.00	0.00
6	16251.00	28114.00	26345.00	0.00	0.00
7	15253.00	81031.00	25346.00	6589.00	0.00
8	15458.00	27843.00	78766.00	0.00	6439.00
9	15458.00	27843.00	78766.00	0.00	0.00
10	15253.00	81031.00	25346.00	0.00	0.00

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

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	39 di 51

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	17850.00	23806.00	14639.00
2	16725.00	8197.00	25511.00
3	17747.00	27577.00	13284.00
4	17747.00	27577.00	13284.00
5	16725.00	8197.00	25511.00

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	17175.00	13538.00 (62492.32)	12365.00 (57077.67)
2	17175.00	9250.00 (31478.81)	18935.00 (64437.97)
3	17092.00	16554.00 (62246.41)	11281.00 (42418.85)
4	17092.00	16554.00 (62246.41)	11281.00 (42418.85)
5	16275.00	7211.00 (22874.24)	20015.00 (63490.22)

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	14471.00	3268.00 (0.00)	3268.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 8.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm
Copriferro netto minimo staffe: 7.5 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.)



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	40 di 51

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	24886.00	20900.00	34578.00	24886.14	79290.15	131185.75	3.791696.5(477.1)	
2	S	23255.00	36745.00	11558.00	23255.26	144397.32	45405.64	3.931696.5(477.1)	
3	S	24737.00	18935.00	40045.00	24737.00	65449.37	138419.86	3.461696.5(477.1)	
4	S	24737.00	18935.00	40045.00	24737.00	65449.37	138419.86	3.461696.5(477.1)	
5	S	14740.00	36745.00	11558.00	14740.26	134389.73	42282.70	3.661696.5(477.1)	
6	S	16251.00	28114.00	26345.00	16251.22	104203.05	97641.74	3.711696.5(477.1)	
7	S	15253.00	81031.00	25346.00	15252.92	135079.80	42266.07	1.671696.5(477.1)	
8	S	15458.00	27843.00	78766.00	15458.12	47257.61	133692.58	1.701696.5(477.1)	
9	S	15458.00	27843.00	78766.00	15458.12	47257.61	133692.58	1.701696.5(477.1)	
10	S	15253.00	81031.00	25346.00	15252.92	135079.80	42266.07	1.671696.5(477.1)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	192.6	159.1	0.00321	186.2	107.5	-0.00936	-186.2	-107.5
2	0.00350	67.5	98.8	0.00320	66.4	204.5	-0.00958	-66.4	-204.5
3	0.00350	203.4	185.9	0.00321	196.4	87.4	-0.00938	-196.4	-87.4
4	0.00350	203.4	185.9	0.00321	196.4	87.4	-0.00938	-196.4	-87.4
5	0.00350	67.5	76.3	0.00317	66.4	204.5	-0.01089	-66.4	-204.5
6	0.00350	153.8	164.2	0.00318	143.9	159.8	-0.01064	-143.9	-159.8
7	0.00350	67.2	214.7	0.00317	66.4	204.5	-0.01081	-66.4	-204.5
8	0.00350	212.1	75.0	0.00317	204.5	66.4	-0.01077	-204.5	-66.4
9	0.00350	212.1	75.0	0.00317	204.5	66.4	-0.01077	-204.5	-66.4
10	0.00350	67.2	214.7	0.00317	66.4	204.5	-0.01081	-66.4	-204.5

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000025010	0.000015117	-0.003075283	----	----
2	0.000008921	0.000028363	-0.003189880	----	----
3	0.000026459	0.000012511	-0.003085283	----	----
4	0.000026459	0.000012511	-0.003085283	----	----
5	0.000009816	0.000031206	-0.003860483	----	----
6	0.000021977	0.000023452	-0.003731526	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	41 di 51

7	0.000009708	0.000031036	-0.003816730	----	----
8	0.000030588	0.000010812	-0.003799531	----	----
9	0.000030588	0.000010812	-0.003799531	----	----
10	0.000009708	0.000031036	-0.003816730	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 10 mm
Passo staffe: 9.4 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved Taglio di progetto [kN] = proiez. di Vx e Vy sulla normale all'asse neutro
Vcd Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d | z Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro | Braccio coppia interna [cm]
Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso.
I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro
E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m]
Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature.
L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta-
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	68279.56	4413.54382.8	345.5	388.2	1.000	1.083	0.0	32.7(0.0)
2	S	0.00	67896.11	4428.62383.3	346.7	386.6	1.000	1.078	0.0	32.6(0.0)
3	S	0.00	68262.89	4414.71382.8	345.5	388.2	1.000	1.083	0.0	32.7(0.0)
4	S	0.00	68262.89	4414.71382.8	345.5	388.2	1.000	1.083	0.0	32.7(0.0)
5	S	0.00	65657.33	4515.56386.4	353.5	376.6	1.000	1.049	0.0	32.6(0.0)
6	S	0.00	66049.15	4501.14385.9	352.3	378.3	1.000	1.054	0.0	32.7(0.0)
7	S	6288.54	45321.48	11281.06386.4	353.2	376.6	2.500	1.051	18.2	32.6(0.0)
8	S	6070.87	45337.77	11280.91386.4	353.1	376.6	2.500	1.052	17.6	32.7(0.0)
9	S	0.00	65739.76	4512.36386.4	353.1	376.6	1.000	1.052	0.0	32.7(0.0)
10	S	0.00	65716.14	4512.43386.4	353.2	376.6	1.000	1.051	0.0	32.6(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.97	117.9	0.0	-40.4	-117.1	-180.3	10877	381.7
2	S	3.81	214.2	0.0	-40.1	-204.5	-66.4	11020	367.6
3	S	4.36	97.6	0.0	-50.8	-97.6	-191.6	11536	381.7
4	S	4.36	97.6	0.0	-50.8	-97.6	-191.6	11536	381.7
5	S	3.81	214.2	0.0	-40.1	-204.5	-66.4	11020	367.6

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 02 05 002	A	42 di 51

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

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ 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	-0.00021	0	0.500	30.0	85	0.00012 (0.00012)	434	0.053 (0.20)	50030.31	30765.09
2	S	-0.00021	0	0.500	30.0	85	0.00012 (0.00012)	442	0.053 (0.20)	17702.47	55094.27
3	S	-0.00027	0	0.500	30.0	85	0.00015 (0.00015)	443	0.068 (0.20)	49894.11	24034.28
4	S	-0.00027	0	0.500	30.0	85	0.00015 (0.00015)	443	0.068 (0.20)	49894.11	24034.28
5	S	-0.00021	0	0.500	30.0	85	0.00012 (0.00012)	442	0.053 (0.20)	17702.47	55094.27

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.66	151.7	0.0	-12.8	-143.9	-159.8	6697	261.5
2	S	3.01	202.2	0.0	-19.9	-191.6	-97.6	8646	303.9
3	S	2.87	126.7	0.0	-17.2	-117.1	-180.3	8124	296.9
4	S	2.87	126.7	0.0	-17.2	-117.1	-180.3	8124	296.9
5	S	3.02	211.7	0.0	-22.7	-200.7	-77.0	9327	325.2

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	-0.00007	0	0.500	30.0	85	0.00004 (0.00004)	420	0.016 (0.20)	62492.32	57077.67
2	S	-0.00011	0	0.500	30.0	85	0.00006 (0.00006)	434	0.026 (0.20)	31478.81	64437.97
3	S	-0.00009	0	0.500	30.0	85	0.00005 (0.00005)	429	0.022 (0.20)	62246.41	42418.85
4	S	-0.00009	0	0.500	30.0	85	0.00005 (0.00005)	429	0.022 (0.20)	62246.41	42418.85
5	S	-0.00012	0	0.500	30.0	85	0.00007 (0.00007)	435	0.030 (0.20)	22874.24	63490.22

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	1.19	159.1	0.0	6.0	-152.0	-152.0	----	----

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

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

4.9.2 Zattera di fondazione

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

Si vedano i paragrafi precedenti da cui risulta :

$$N_{\max} = 7282 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 9095 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

$$T_{\max} = 735 \text{ kN (CC. SLV } q=1.36)$$

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.

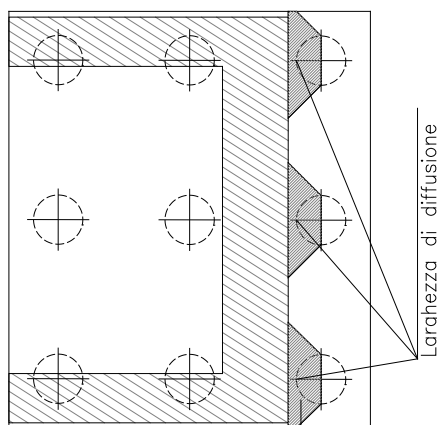


Figura 1 – Diffusione delle azioni dal palo alla pila

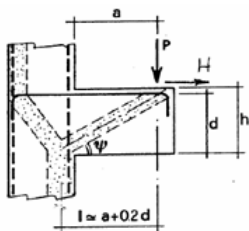
Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni proposte a riguardo al C4.1.2.1.5 dalla Circolare Ministeriale n° 617 del 02-02-09.

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	44 di 51

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 02 05 002	A	45 di 51

Dati di progetto

$b(m) =$	4.20	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	9095.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	735.00	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 complessive in trazione
$d(m) =$	2.90	m	altezza utile
$l(m) =$	3.98	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	1.52		$\lambda = ctg\psi \leq l/(0,9d)$

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

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

Verifiche di resistenza

$\Psi =$ rad = °

$P_{RS} =$ KN

$P_{RC} =$ KN

4.9.3 Palo di fondazione $L=43.0m$

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

$$M = T * \alpha$$

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

$$N_{\max} = 11164 \text{ kN} \quad T = 928 \text{ kN} \quad M = 928 * 2.5 = 2320 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -5981 \text{ kN} \quad T = 928 \text{ kN} \quad M = 928 * 2.5 = 2320 \text{ kNm}$$

$$N = -5981 \text{ kN} \quad T = 928 \text{ kN} \quad M_{\max} = 928 * 2.5 = 2320 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

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

$$A_s = 30+30 \phi 26 \quad \text{staffe } \phi 14/15$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 43.00m$

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
VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	47 di 51

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	50.0	30	26
2	0.0	0.0	45.0	30	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	7282.00	660.00	0.00	264.00	0.00
2	-687.00	660.00	0.00	264.00	0.00
3	11164.00	2320.00	0.00	928.00	0.00
4	-5981.00	2320.00	0.00	928.00	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	5156.00	458.00	0.00
2	643.00	458.00	0.00



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI02 - Viadotto ferroviario a Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	48 di 51

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	4373.00	323.00 (1882.13)	0.00 (0.00)
2	1278.00	323.00 (1840.85)	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	7282.00	660.00	0.00	7282.27	5278.70	0.00	8.00	318.6(33.9)
2	S	-687.00	660.00	0.00	-687.19	4497.60	0.00	6.81	318.6(33.9)
3	S	11164.00	2320.00	0.00	11164.26	4806.42	0.00	2.07	318.6(33.9)
4	S	-5981.00	2320.00	0.00	-5981.08	2875.81	0.00	1.24	318.6(33.9)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
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	0.00295	0.0	50.0	-0.00255	0.0	-50.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00259	0.0	50.0	-0.00655	0.0	-50.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00303	0.0	50.0	-0.00167	0.0	-50.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00198	0.0	50.0	-0.01323	0.0	-50.0

RELAZIONE DI CALCOLO PILA

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 02 05 002	A	49 di 51

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	0.000055004	0.000199782	----	----
2	0.000000000	0.000091335	-0.001980114	----	----
3	0.000000000	0.000046997	0.000680152	----	----
4	0.000000000	0.000152112	-0.005626722	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 14 mm
Passo staffe: 15.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

Ver S = comb. verificata / 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	264.00	2342.37	2712.51	91.8 71.1	108.0	2.500	1.250	3.8	39.0(0.0)
2	S	264.00	2127.49	3104.52	93.3 81.4	107.1	2.500	1.000	3.3	39.0(0.0)
3	S	928.00	1323.20	2565.70	92.1 67.3	106.4	2.500	0.757	14.1	39.0(0.0)
4	S	928.00	2060.46	3471.20	101.0 91.0	92.8	2.500	1.000	10.4	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	4.97	0.0	0.0	26.0	0.0	-50.0	----	----
2	S	2.62	0.0	0.0	-32.3	0.0	-50.0	1239	63.7

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 02 05 002	A	50 di 51

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	-0.00021	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	818.77	0.00
2	S	-0.00019	0	0.500	26.0	87	0.00010 (0.00010)	382	0.037 (0.20)	859.82	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	3.96	0.0	0.0	25.2	0.0	-50.0	----	----
2	S	2.09	0.0	0.0	-4.9	0.0	-50.0	341	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	-0.00053	0	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	1882.13	0.00
2	S	-0.00004	0	0.500	26.0	87	0.00001 (0.00001)	579	0.008 (0.20)	1840.85	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	spalla 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]	Mmax	Tmax [kN]	alfa [m]	Mmax	
VI02	spalla 1	1500	9	26.0	5268	-	3758	-	685	3.1	2124	-	-	-	
VI02	spalla 2	1500	9	32.0	7255	-	5102	-	1433	3.1	4442	-	-	-	
VI02	Pila 8	1200	9	38.0	7765	-3101	4628		876	2.5	2172	-	-	-	
VI02	Pila 16	1200	9	43.0	9095	-3892	5156		928	2.5	2301	-	-	-	

VERIFICHE GEOTECNICHE						
Carico limite orizzontale		Capacità portante palo				
		COMPRESSIONE			TRAZIONE	
Hd[kN]	FS	Qd [kN]	Qd [kN], SCALZ	FS	Qd,trazione [kN]	
866.9	1.27	5925	-	1.12	-	-
1542.3	1.08	7959	-	1.10	-	-
902.5	1.03	8182	-	1.05	6776	2.19
974.5	1.05	9473	-	1.04	7959	2.04