

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO – CATENANUOVA

VI22 (ex VI14) - Viadotto su L.S. in corrispondenza VI17 - Singolo Binario

Relazione di calcolo Spalle

SCALA:

-

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

R S 3 E 5 0 D 0 9 C L V I 2 2 0 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	Abbasciano	Novembre 2019	A. Ferr.	Novembre 2019	F. Sparacino	Novembre 2019	A. Vitozzi Novembre 2019

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili e Gestione delle varianti
Dott. Ing. Angelo Vitozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia di Roma
N° A.20783

File: RS3E50D09CLVI2204001A.docx

n. Elabor.: 1690

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.1.1	<i>Aspetti legati alle opere di fondazione</i>	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	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 SPALLA	11
4.1	GENERALITÀ	11
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	11
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	11
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	15
4.5	GEOMETRIA DELLA SPALLA	16
4.6	ANALISI DEI CARICHI	19
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	19
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	19
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	21
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>Spinta statica del terrapieno</i>	24
4.6.8	<i>Sovraccarico sul terrapieno</i>	25
4.6.9	<i>Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche</i>	26

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	3 di 68

4.6.10	Azione sismica	27
4.6.11	Incremento di spinta del terrapieno	32
4.6.12	Inerzie strutturali.....	33
4.6.13	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	33
4.6.14	Riepilogo risultati.....	34
4.7	SOLLECITAZIONI.....	39
4.7.1	Muro paraghiaia	39
4.7.2	Muro frontale	41
4.7.3	Plinto di fondazione.....	43
4.8	PALI DI FONDAZIONE	45
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	46
4.9.1	Paraghiaia.....	49
4.9.2	Muro frontale	55
4.9.3	Zattera di fondazione.....	61
4.9.4	Palo di fondazione L=24.0m	64

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 spalle del viadotto ferroviario **VI22** della tratta ferroviaria Palomba-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 spalla A che presenta l'altezza del paramento maggiore e gli appoggi "fissi" dell'impalcato.

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

1.1 Descrizione dell'opera

Il ponte VI22 viene eseguito sulla linea storica in sostituzione dell'opera esistente, esso attraversa un corso d'acqua maggiore ed è ubicato in corrispondenza del viadotto VI10 da eseguirsi sulla nuova linea.

La nuova opera sarà eseguita al di fuori del sedime dell'opera esistente, per consentirne l'utilizzo in fase provvisoria.

Il ponte è previsto a singolo binario per uno sviluppo complessivo di 17.90m ed è costituito da un'unica campata isostatica di luce teorica 17.00m.

Le spalle presentano un'altezza del fusto pari a circa 4.50m, per consentire di posizionare l'estradosso del plinto a quota +198.00, per problematiche idrauliche

L'impalcato è del tipo a travi incorporate con 11 travi metalliche HEB900 inglobate in un getto in opera di c.a.. La larghezza complessiva è pari a 9.70m. L distanza tra il piano ferro e l'intradosso impalcato risulta pari a 1.853 m.

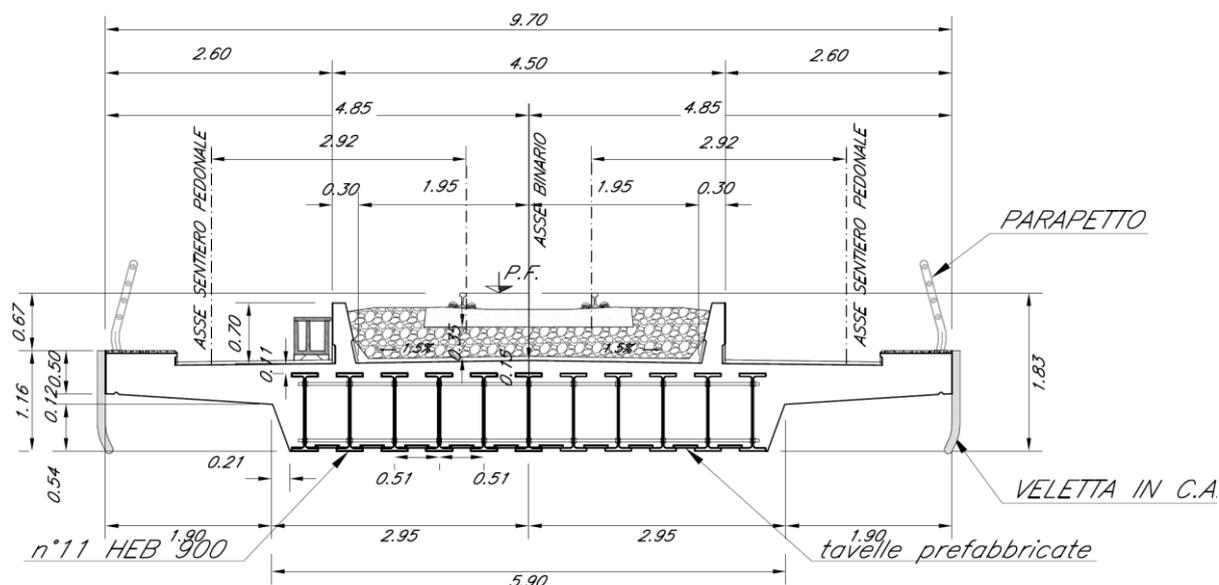
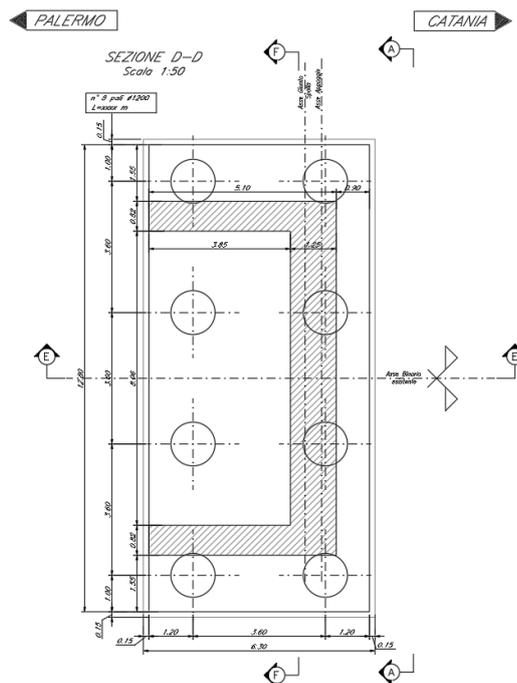
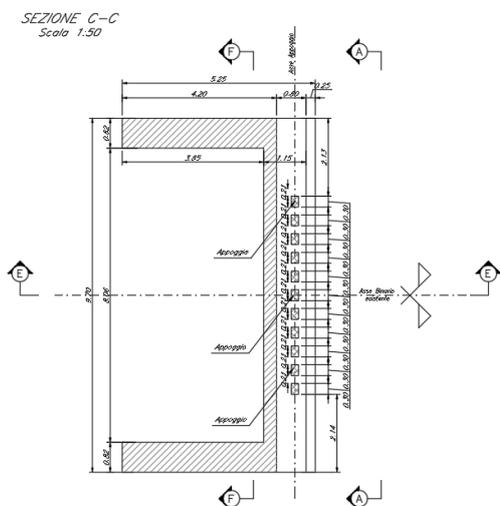
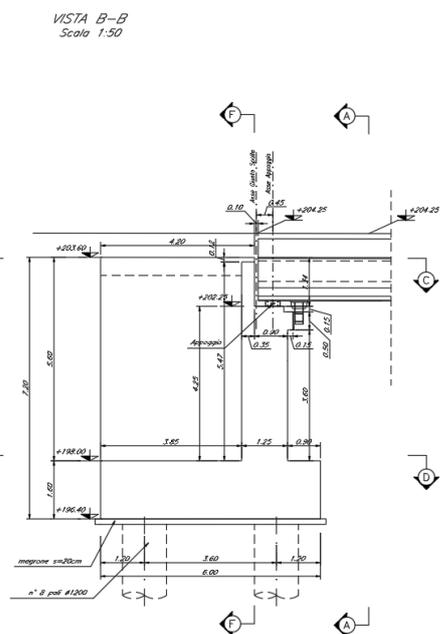
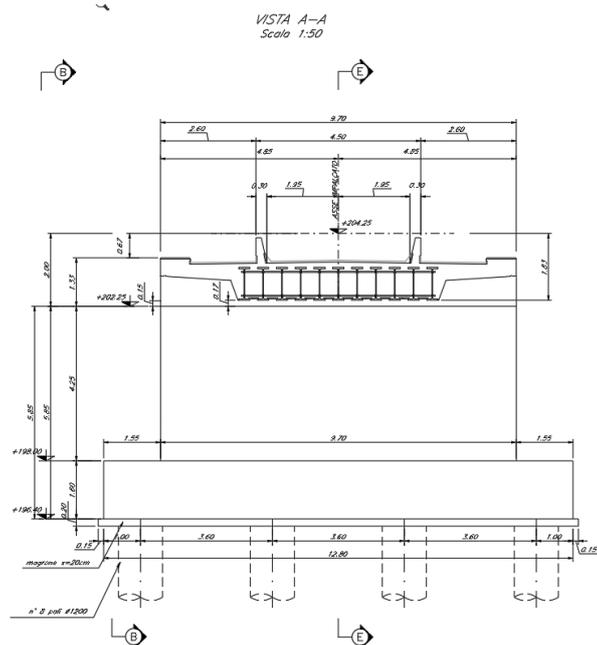


Figura 1 - Sezione trasversale

1.1.1 Aspetti legati alle opere di fondazione

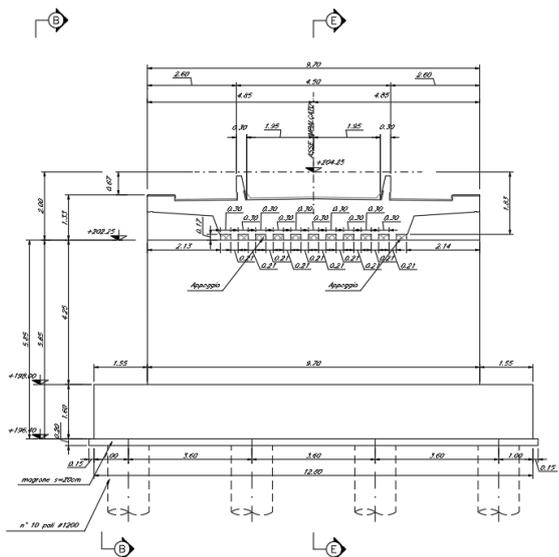
Le fondazioni sono realizzate con plinti su pali di grande diametro, e per la realizzazione degli scavi sono previste opere di protezione per raggiungere la quota d'imposta di progetto delle fondazioni, determinata dalle verifiche idrauliche. Inoltre per la realizzazione delle spalle sarà necessaria la deviazione del torrente.



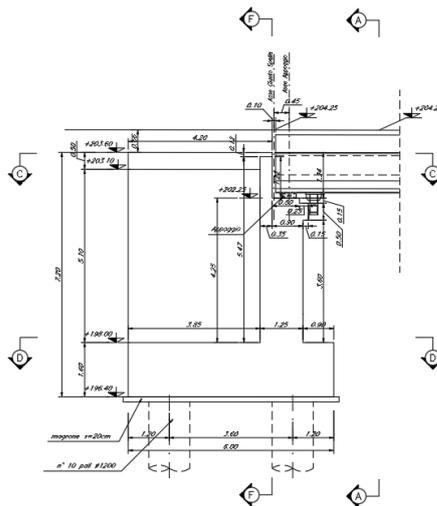
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	6 di 68

SEZIONE F-F
Scala 1:50



SEZIONE E-E
Scala 1:50



2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- *Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Ministero delle Infrastrutture, Circolare n°617 02 febbraio 2009, Istruzioni per l'Applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea*

2.1 Documenti di riferimento

- *Relazione geotecnica e di calcolo delle fondazioni - RS3E50D09RBVI2203001A*

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 ELETTRICALDATE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
 - 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	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	10 di 68

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.

4 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

4.1 Generalità

La spalla presentano una configurazione a paramento di spessore 1.25 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 0.82 m. L'altezza della spalla A (escluso paraghiaia) è pari a 4.25 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 0.35 m ed altezza di circa 1.35 m dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.20m collegate in testa da una platea di spessore 1.60 m.

Il calcolo è stato effettuato per la spalla A, con altezza di paramento maggiore estendendo i risultati anche all'altra.

Per le verifiche dei singoli elementi della spalla (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 spalle

Le sollecitazioni di verifica della spalla 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 spinte del terreno di riempimento e del sovraccarico in condizioni sia statiche che sismiche e le azioni date dalle forze di inerzia e dal peso proprio delle sottostrutture.

Tutti i muri sono considerati sconnessi fra loro per la valutazione delle sollecitazioni alla base e quindi le azioni provenienti dall'impalcato sono applicate solamente al muro frontale. Tale schema pur risultando cautelativo, non fornisce sovrastime eccessive nel calcolo dei quantitativi di armatura previsti.

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 muro paraghiaia e muro frontale che vengono tutti modellati come delle mensole incastrate alla base.

Per il plinto di fondazione, si è utilizzato un modello tirante-puntone per l'analisi e la verifica dello zoccolo anteriore al muro frontale.

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 .

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	13 di 68

		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 SPALLE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 22 04 001 A 15 di 68

SLE rata - N max gr.1	SLE rata - RT max gr.1	SLE rata - ML max gr.1	SLE rata - N max gr.3	SLE rata - RT max gr.3	SLE rata - ML max gr.3	SLE rata - Vento ponte scarico	SLE freq. - N max gr.1	SLE freq. - RT max gr.1	SLE freq. - ML max gr.1	SLE freq. - N max gr.3	SLE freq. - RT max gr.3	SLE freq. - ML max gr.3	SLE freq. - Vento ponte scarico	SLE quasi permanente	SIV - N max	SIV - RT max	SIV - ML max	SIV - RT max	SIV - ML max	SIV - 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	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	1.00	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	Ballast
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	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Qr
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	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q frenatura
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	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q centrifuga
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	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q serpeggio
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	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. Mmax Qr
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	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. Mmax Q frenatura
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	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. Mmax Q centrifuga
0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	Comb. Mmax Q serpeggio
0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	Comb. MLmax Qr
0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	Comb. MLmax Q frenatura
0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	Comb. MLmax Q centrifuga
0.00	0.00	1.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	Comb. MLmax Q serpeggio
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	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
0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	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	Vento Ponte Carico
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	0.50	Attrito permanente
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	0.80	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	0.30	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	0.30	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	1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-1.00	Sisma verticale

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 spalla

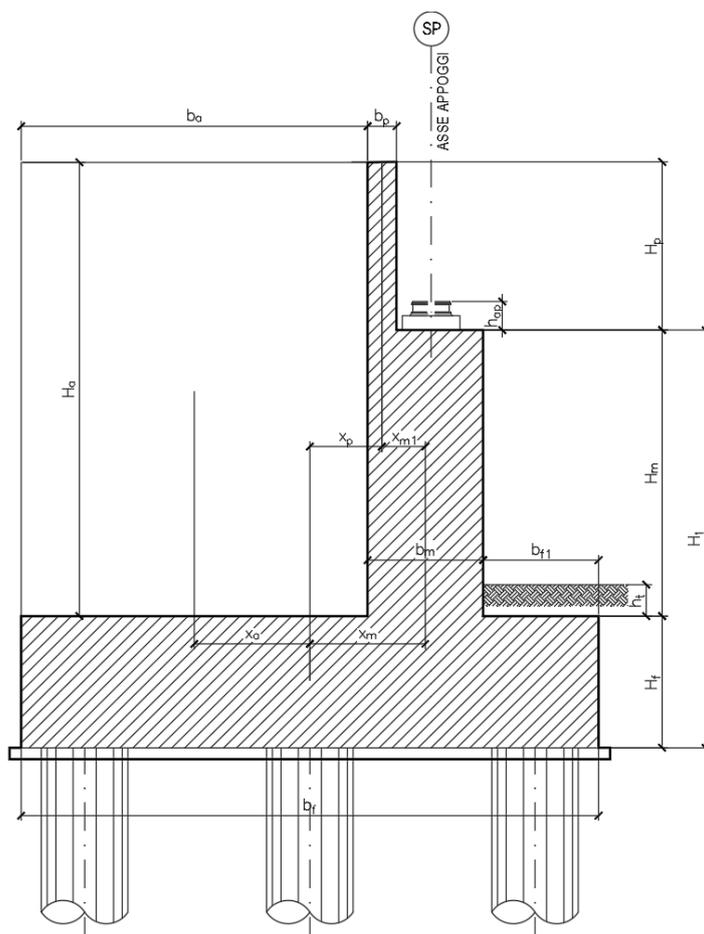


Figura 1 – Significato dei simboli: sezione tipica

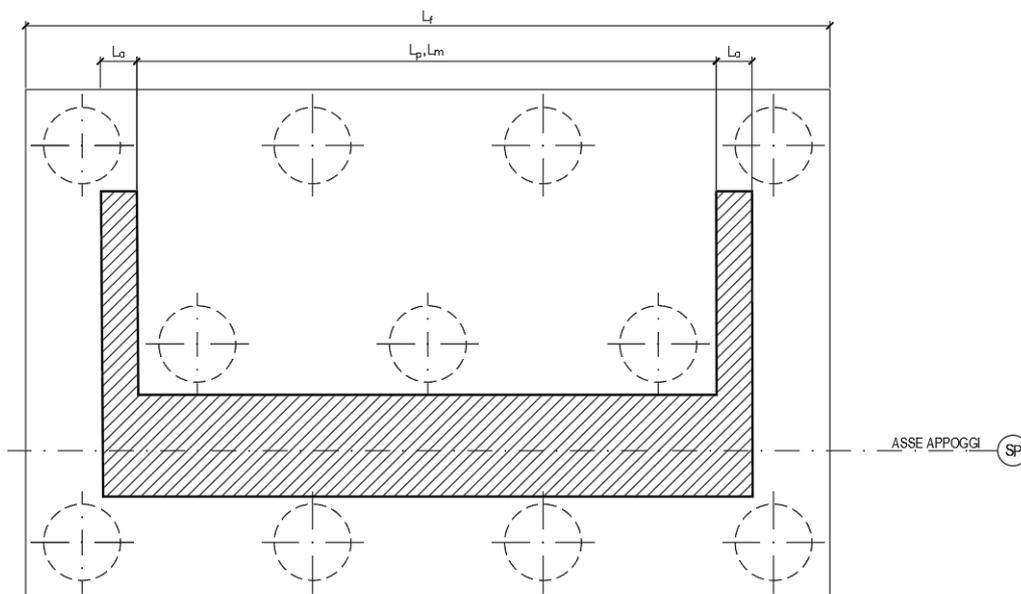


Figura 2 – Significato dei simboli: pianta tipologica

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	18 di 68

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	6.30	m
Paraghiaia			
Altezza	H_p	1.35	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	0.35	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	8.10	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		8.10	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	1.03	m
Muro frontale			
Altezza	H_m	4.25	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	1.25	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	8.10	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	1.48	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	x_{m1}	-0.45	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0.23	m
Plinto			
Altezza	H_f	1.60	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	6.00	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	12.80	m
Mensola anteriore plinto	b_{f1}	0.90	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		1.70	m
Muro andatore			
Altezza	H_a	5.60	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	L_a	0.82	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	b_a	3.85	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_a	-1.07	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		▼	$K_0 = 0.426$
Sisma			
S_s		1.780	
a_g		0.156	
Coefficiente riduttivo		1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.278	
Mononobe e Okabe	K_{AE}	0.499	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.139	

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			
N° Binari		1	
Lunghezza	L	17.9	m
Peso Proprio	G1	248	kN/m
Permanenti portati	G2	138	kN/m
Ballast	G2	0	kN/m
n° totale appoggi sulla spalla	n	5	
Reazione appoggio i = (G1*L/2)/n	Ri	443.9	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n	Ri	247.0	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n (ballast)	Ri	0	kN

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato, che ripartiti con il metodo Courbon sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 22 04 001 A 20 di 68

Appoggio	A			B			C			D			E			biz
	FZ	FX	FY													
Descrizione carico	[kN]	[m]														
Peso proprio g1	444			444			444			444			444			0.00
Permanenti G2	248			248			248			248			248			0.00
Ballast																0.00
Comb. Nmax Qv	282			275			269			262			255			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		125			125			125			125			125		1.85
Comb. Nmax Q centrifuga																0.00
Comb. Nmax Q serpeggio			0			17			17			17				1.85
Comb. MTmax Qv	282			275			269			262			255			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		125			125			125			125			125		1.85
Comb. MTmax Q centrifuga																0.00
Comb. MTmax Q serpeggio			0			17			17			17				1.85
Comb. MLmax Qv	282			275			269			262			255			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		125			125			125			125			125		1.85
Comb. MLmax Q centrifuga																0.00
Comb. MLmax Q serpeggio			0			17			17			17				1.85
Vento Ponte Scarico			0			36			36			36				1.08
Vento Ponte Carico			0			43			43			43				1.28
Attrito permanente		21	21		21	21		21	21		21	21		21	21	0.00
Attrito carichi mobili		8	8		8	8		8	8		8	8		8	8	0.00
Sisma longitudinale		416			415			414			414			413		1.20
Sisma trasversale			208			208			207			207			206	1.20
Sisma verticale	104			104			104			103			103			0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	21 di 68

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	ao	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*vb²	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	10	10	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.35	2.35	
Larghezza impalcato	b	9.7	9.7	m
Altezza impalcato	h1	1.2	1.9	m
Altezza treno o parapetto	h2	1.5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	2.7	5.9	m
Rapporto di forma	b/dtot	3.59	1.64	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.42	2.01	

Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.35	2.35	
Coefficiente di forza	cfx	1.42	2.01	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	2.7	5.9	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	4.8	14.9	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	1.79	2.53	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	4.8	14.9	kN/m

Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	4.8	kN/m
Luce impalcato	L	17.9	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	43	kN/m

Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	14.9	kN/m
Luce impalcato	L	17.9	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	134	kN/m

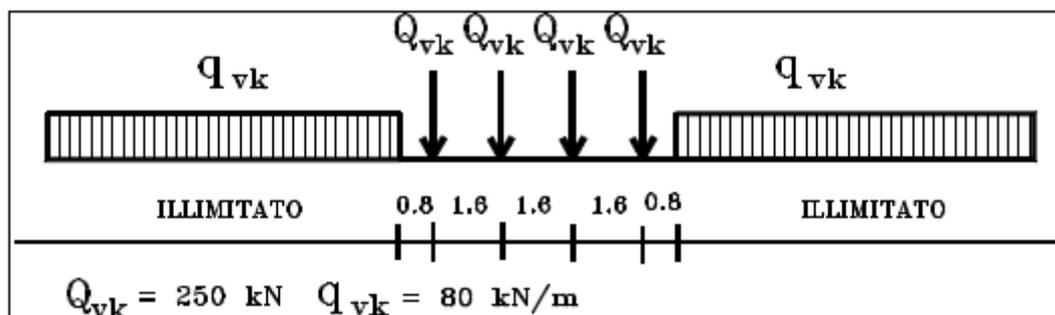
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

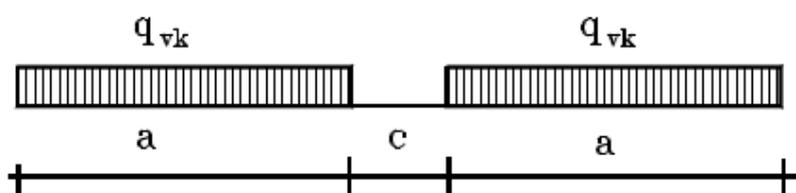
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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:

[...] Pile con snellezza $\lambda \leq 30$, spalle, fondazioni, muri di sostegno e spinte del terreno possono essere calcolate assumendo coefficienti dinamici unitari.

4.6.6 Carichi da traffico orizzontali

Frenatura		
L	17.9	m
L _{calc}	17.9	per Treno LM 71
	15	per Treno SW/0
	17.9	per SW/2
Q _{lb,k}	393.8	per Treno LM 71
Q _{lb,k}	330	per Treno SW/0
Q _{lb,k}	626.5	per SW/2
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno LM 71	394	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno SW/0	330	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per SW/2	627	kN

Avviamento		
L	17.9	m
L _{calc}	17.9	per Treno LM 71
	15	per Treno SW/0
	17.9	per SW/2
Q _{la,k}	649.77	per Treno LM 71
Q _{la,k}	544.5	per Treno SW/0
Q _{la,k}	590.7	per SW/2
Q _{la,k} (filtrata) per Treno LM 71	650	kN
Q _{la,k} (filtrata) per Treno SW/0	545	kN
Q _{la,k} (filtrata) per SW/2	591	kN

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

4.6.7 Spinta statica del terrapieno

A tergo della spalla, applicato sulla zattera posteriore, viene considerato un carico pari al peso del rinterro calcolato con un peso di volume pari a $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

L'espressione della spinta esercitata da un terrapieno di peso specifico γ , su una parete di altezza H, risulta:

$$S_o = 1/2 * \gamma * H^2 * K_o \quad (\text{spinta per metro lineare di spalla})$$

l'utilizzo di K_o è determinato dall'impossibilità, da parte della spalla, di subire spostamenti; si assume $K_o = 1 - \text{sen } \phi$.

Il punto di applicazione della spinta si trova in corrispondenza del baricentro del diagramma delle pressioni ($1/3 H$ rispetto alla base della parete).

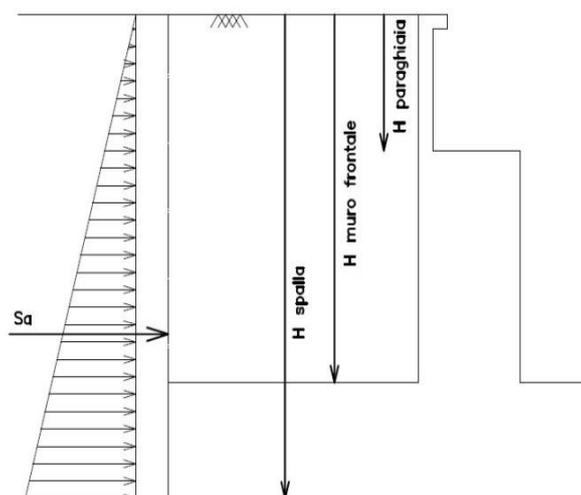


Fig. 1 Spinta statica terreno di rinterro

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI22 (ex VI14) - Viadotto su L.S. in corrispondenza VI17 - Singolo Binario					
	RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 22 04 001	REV. A

Per il terreno di riempimento si considera lo standard per rilevati ferroviari e si assegnano le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \qquad \varphi' = 35^\circ \qquad c' = 0$$

4.6.8 Sovraccarico sul terrapieno

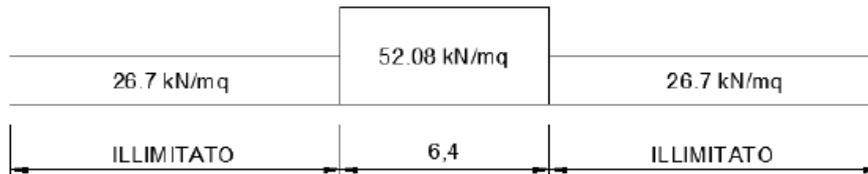
Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

$$q = 53 \text{ kN/ m}^2$$

$$S_q = 53 * 0.426 = 22.58 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del sovraccarico è determinate come di seguito descritto:

Considerando la distribuzione trasversale dei carichi su una larghezza di 3.0 m secondo quanto previsto da EN 1991 – 2:2003/AC:2010, si ricava il carico equivalente unitario agente alla quota della piattaforma ferroviaria:



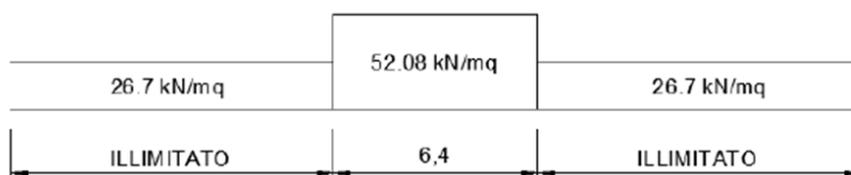
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa (α)
P1, P2, P3, P4	1,0
P5	0,91
P6	0,83
P1520	Punto in sospeso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospeso
F1600	1,1

Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.0 perché le categorie di traffico sono P2-P4 per il traffico passeggeri ed F1 per il traffico merci per cui, alle opere si applicano i seguenti carichi equivalenti:



4.6.9 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 53 \text{ kN/m}^2$ gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_o$$

Tale spinta è applicata ad una altezza pari a $H/2$.

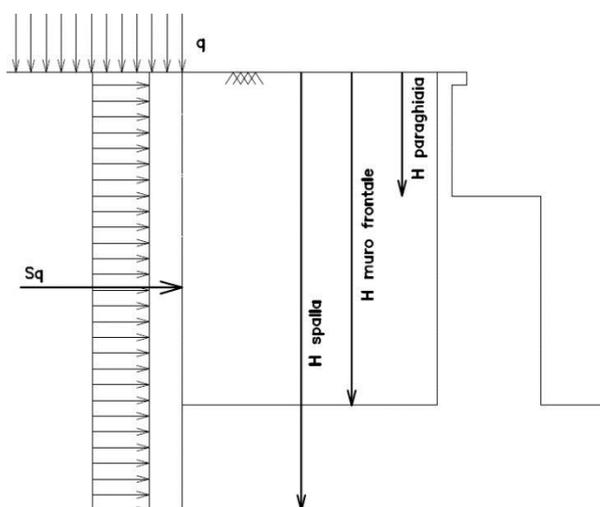


Fig. 2 : Spinta statica sovraccarico accidentale

4.6.10 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.

➤ Azioni sismiche sulla Spalla

Per la valutazione dell'azione sismica associata ai carichi fissi propri e permanenti /accidentali agenti sulle spalle si utilizza il metodo dell'analisi pseudostatica in cui il sisma è rappresentato da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico k_h (coefficiente sismico orizzontale) o k_v (coefficiente sismico verticale) secondo quanto di seguito indicato:

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v W$

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale k_h e verticale k_v possono essere valutati mediante le espressioni

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{max}}{g} \quad (7.11.6)$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h \quad (7.11.7)$$

dove

a_{max} = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S \cdot a_g = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (7.11.8)$$

dove

S = coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_s) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido.

Nella precedente espressione, il coefficiente β_m assume i valori riportati nella Tab. 7.11-II.

Per muri che non siano in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente β_m assume valore unitario.

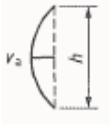
Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso delle spalle del viadotto in questione che in virtù della elevata rigidità sia del sistema di fondazione che della parte in elevazione, è interessata da spostamenti trascurabili durante l'evento sismico) un valore del coefficiente β_m pari ad 1.0.

Assumendo tale valore si considera che, cautelativamente, il terreno di riempimento è rigidamente connesso alla spalla e non subisce deformazioni o movimenti relativi rispetto ad essa.

➤ Sovraspinta sismica del terreno

Per il calcolo della spinta del terreno sulle opere di sostegno, occorre tenere presente che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta, come si evince dalla seguente tabella desunta dall'EC7 - Parte 1 - Annesso C (C.3 "Movements to mobilise limit earth pressures):

Table C.1 — Ratios v_a/h

Kind of wall movement	v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
where: v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure h is the height of the wall		

In condizioni sismiche, l'entità degli spostamenti dipende principalmente dall'intensità dell'azione sismica e dalla rigidità del sistema pali-terreno; pertanto, la possibilità di ammettere la mobilitazione della spinta attiva è subordinata alla valutazione degli spostamenti dell'opera e potrà essere valutata caso per caso. Cautelativamente, la valutazione degli spostamenti, da effettuarsi calcolando le spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche, sarà riferita alla base dell'opera (i.e. alla sommità della palificata) e il confronto con i valori di riferimento per la mobilitazione della spinta attiva sarà effettuato in accordo con lo schema b) della tabella estratta dall'EC7 per terreni addensati (rilevati stradali e ferroviari). L'altezza h rispetto alla quale effettuare la verifica corrisponde all'altezza totale dell'opera su cui agisce la spinta del terreno, comprensiva dello spessore della fondazione.

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, non ricorressero le condizioni di spinta attiva, si procederà al calcolo delle spinte considerando la somma della spinta statica a riposo e dell'incremento di spinta sismica valutata con la teoria di Wood, secondo le indicazioni contenute nell'EC8 – Parte 5 – Annesso E (E.9 “Force due to earth pressure for rigid structures”):

$$\Delta S_s = (a_{\max}/g) \cdot \gamma \cdot H^2$$

Tale risultante è applicata ad un'altezza pari ad H/2.

Qualora, a seguito della verifica dell'entità degli spostamenti, ricorressero le condizioni di spinta attiva, si confermerà la correttezza dell'ipotesi di calcolo delle spinte come somma della spinta attiva in condizioni statiche e dell'incremento di spinta attiva in condizioni sismiche.

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni statiche si farà in generale riferimento alla formulazione di Muller – Breslau:

$$k_a = \frac{\cos^2(\alpha + \phi)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

ϕ = angolo di attrito interno del terreno
 α = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale
 β = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale
 δ = angolo di attrito terra-muro

Per la valutazione del coefficiente di spinta attiva in condizioni sismiche si farà riferimento alla formulazione di Mononobe-Okabe:

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \vartheta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \vartheta)}{\cos(\delta + \alpha + \vartheta) \cdot \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad \text{se } \beta \leq \phi - \theta$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \vartheta)} \quad \text{se } \beta > \phi - \theta$$

dove θ = angolo sismico, definito secondo la seguente espressione (in assenza di falda) in funzione dei coefficienti sismici k_h e k_v :

$$\tan \theta = k_h / (1 \pm k_v)$$

Nella determinazione dei coefficienti sismici k_h e k_v , per le spalle di ponti e viadotti ferroviari fondate su pali si porrà $\beta_m = 1$ in accordo con l'EC8-5.

Le forze di inerzia agenti sulla massa della struttura e del terreno presente sulla sua fondazione saranno valutate applicando l'accelerazione massima al suolo ag S.

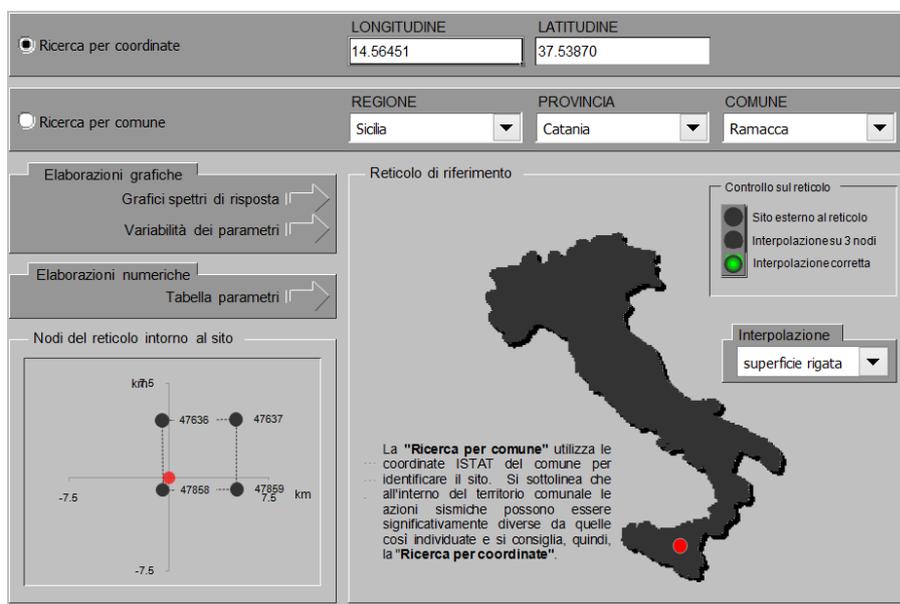
La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle NTC2008.

$$E_d = S_{stat} + 0.2 \cdot S_q + \Delta S_s$$

Infine, nel caso specifico non essendo presente la falda a tergo dell'opera, la spinta idrostatica è nulla.

➤ Valori di progetto

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



LONGITUDINE: 14.56451 LATITUDINE: 37.53870

REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Catania COMUNE: Ramacca

Elaborazioni grafiche:
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
Tabella parametri

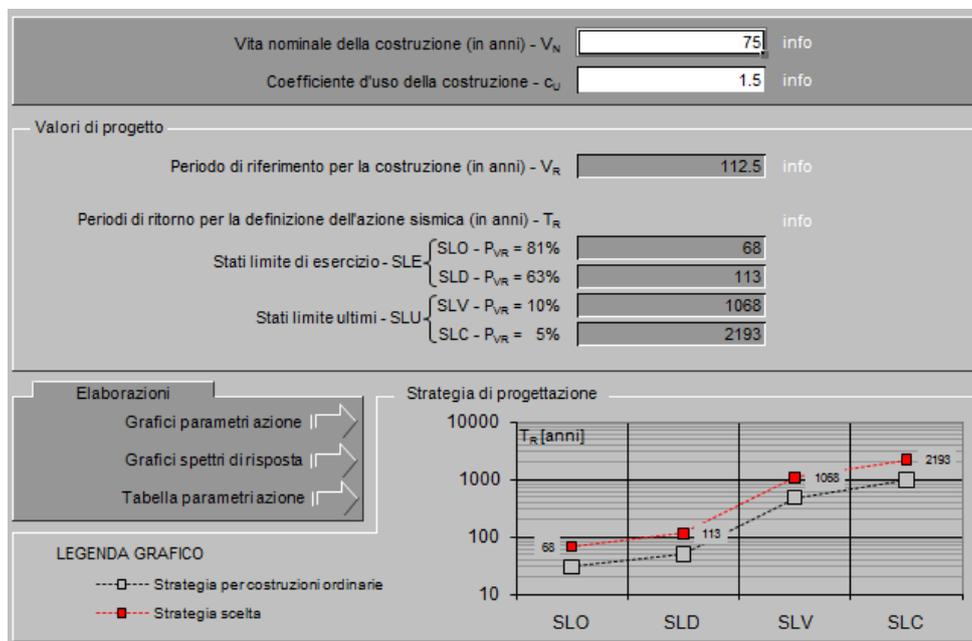
Nodi del reticolo intorno al sito

Controllo sul reticolo:
● Sito esterno al reticolo
● Interpolazione su 3 nodi
● Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

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".

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



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_0	0.156 g
F_0	2.514
T_C^*	0.538 s
S_S	1.464
C_C	1.288
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.464
η	1.000
T_B	0.231 s
T_C	0.694 s
T_D	2.225 s

Dalla risposta sismica locale risulta invece (estratto dalla relazione geotecnica allegata al progetto) un fattore S pari 1.78; verrà usato tale valore del parametro S poiché maggiore di quello di Normativa.

4.6.11 Incremento di spinta del terrapieno

Avendo valutato preliminarmente l'entità dello spostamento della struttura in fase sismica, e ricorrendo le condizioni sopra descritte (EC7 - Parte 1 - Annesso C), l'incremento di spinta del terrapieno viene valutato secondo la teoria di [Mononobe-Okabe](#). (si veda relazione la [RS3E50D09RBV11803001A](#))

Mononobe e Okabe			
Inclinazione Paramento	α	90.0	
Angolo d'attrito interno	φ	35.0	°
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.278	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.139	
$\theta (+k_v)$		13.7	
$\theta (-k_v)$		17.9	
Mononobe e Okabe (+ k_v)	K_{AE}	0.430	
Mononobe e Okabe (- k_v)	K_{AE}	0.499	

4.6.12 Inerzie strutturali

Si valutano le inerzie legate alla massa degli elementi strutturali con la seguente formula:

$$F_i = k_h \cdot W_{str}$$

4.6.13 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

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

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

dove

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

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

Per quanto riguarda le sollecitazioni orizzontali in testa palo, si assume che le azioni di taglio 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.

	DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA PROGETTO DEFINITIVO VI22 (ex VI14) - Viadotto su L.S. in corrispondenza VI17 - Singolo Binario					
RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE	COMMESSA RS3E	LOTTO 50	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 22 04 001	REV. A	FOGLIO 34 di 68

4.6.14 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 SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	35 di 68

➤ Fase statica

PARAGHIAIA

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond 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]
Paraghiaia	g1	96			0.00	0.00	0.68	0	0
Rinterro	g3		63		0.00	0.00	0.45	0	28
					0.00	0.00	1.35	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			247		0.00	0.00	0.68	0	167

SPICCATO MURO FRONTALE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond 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]
Paraghiaia	g1	96	0	0	-0.45		4.93	0	-43
Muro frontale	g1	1294	0	0			2.13	0	0
Totale Permanenti		1389	0	0				0	-43
Rinterro	g3		1302	0			1.87	0	2431
Sovr. acc. sul rilevato			1025	0			2.80	0	2870

FONDAZIONE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond 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]
Paraghiaia	g1	96			1.03	0.00	6.53	0	99
Muro frontale	g1	1294			1.48	0.00	3.73	0	1915
Plinto	g1	3072			0.00	0.00	0.80	0	0
Muri andatori	g1	884			-1.07	0.00	4.40	0	-946
Totale Permanenti		5345						0	1067
Rinterro	g3	3493			-1.07	0.00	4.40	0	-3737
Ricop. Plinto	g3	543			1.07	0.00	2.10	0	580
Sovr. acc. sul rilevato		1653			-1.07	0.00	7.20	0	-1769
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		2153		-1.07	0.00	2.40	0	5167
Sovr. acc. sul rilevato			1318		0.00	0.00	3.60	0	4745

➤ Fase sismica Mononobe-Okabe / k_a

PARAGHIAIA

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond 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]
Paraghiaia	g1	96			0.00	0.00	0.68	0	0
Rinterro	g3		40		0.00	0.00	0.45	0	18
Sovr. acc. sul rilevato			157		0.00	0.00	1.35	0	0
					0.00	0.00	0.68	0	106

cond sismica x

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]
Paraghiaia	q6	0	27	0	0.00	0.00	0.68	0	18
Rinterro	Inerzia		234				0.68	0	158
	Sovraspinta		40				0.45	0	18
Rinterro [totale]			274					0	176
Sovr. acc. sul rilevato			157		0.00	0.00	0.68	0	106
Totale generale			458					0	300

cond sismica y

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]
Paraghiaia	q6	0	0	27	0.00	0.00	0.68	18	0

cond sismica vert

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]
Paraghiaia	q6	13	0	0	0.00	0.00	0.68	0	0

SPICCATO MURO FRONTALE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond 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]
Paraghiaia	g1	96	0	0	-0.45		4.93	0	-43
Muro frontale	g1	1294	0	0			2.13	0	0
Totale Permanenti		1389	0	0				0	-43
Rinterro	g3		828	0			1.87	0	1545
Sovr. acc. sul rilevato			651	0			2.80	0	1824

cond sismica x

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]
Paraghiaia	q6		27		-0.45	0.00	4.93	0	131
Muro frontale	q6		359		0.00	0.00	2.13	0	763
Rinterro	Inerzia		970				2.80	0	2716
	Sovraspinta		697				1.87	0	1301
Rinterro [totale]			1667					0	4016
Sovr. acc. sul rilevato			651				2.80	0	1824
Totale generale			2704					0	6735

cond sismica y

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]
Paraghiaia	q6			27	-0.45	0.00	4.93	131	0
Muro frontale	q6			359	0.00	0.00	2.13	763	0
Rinterro					0.00	0.00	0.00	0	0
Totale generale				386				894	0

cond sismica vert

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]
Paraghiaia	q6	13			-0.45	0.00	4.93	0	-6
Muro frontale	q6	180			0.00	0.00	2.13	0	0
Totale generale		193						0	-6

FONDAZIONE

AZIONI SU SPALLA [kN.m]

cond 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]
Paraghiaia	g1	96			1.03	0.00	6.53	0	99
Muro frontale	g1	1294			1.48	0.00	3.73	0	1915
Plinto	g1	3072			0.00	0.00	0.80	0	0
Muri andatori	g1	884			-1.07	0.00	4.40	0	-946
Totale Permanenti		5345						0	1067
Rinterro	g3	3493			-1.07	0.00	4.40	0	-3737
Ricop. Plinto	g3	543			1.07	0.00	2.10	0	580
Sovr. acc. sul rilevato		1653			-1.07	0.00	7.20	0	-1769
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		1368		-1.07	0.00	2.40	0	3284
Sovr. acc. sul rilevato			838		0.00	0.00	3.60	0	3015

AZIONI SU SPALLA [kN.m]

cond sismica x

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]
Paraghiaia	q6		27		1.03	0.00	6.53	0	173
Muro frontale	q6		359		1.48	0.00	3.73	0	1338
Plinto	q6		853		0.00	0.00	0.80	0	682
Muri andatori	q6		245		-1.07	0.00	4.40	0	1080
Rinterro	Inerzia		970		-1.07	0.00	4.40	0	4267
	Sovrappinta		1152		-1.07	0.00	2.40	0	2764
Rinterro [totale]			2122				4.40	0	7032
Sovr. acc. sul rilevato			838		-1.07		4.40	0	3015
Totale generale			4444						13321

cond sismica y

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]
Paraghiaia	q6			27	1.03	0.00	6.53	173	0
Muro frontale	q6			359	1.48	0.00	3.73	1338	0
Plinto	q6			853	0.00	0.00	0.80	682	0
Muri andatori	q6			245	-1.07	0.00	4.40	1080	0
Rinterro	Inerzia			970	0.00		4.40	4267	0
	Sovrappinta			150			2.40	360	0
Rinterro [totale]				1120				4628	0
Sovr. acc. sul rilevato				838	-1.07		7.20	6031	0
Totale generale				3442				13933	0

cond sismica vert

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]
Paraghiaia	q6	13			1.03	0.00	6.53	0.00	14
Muro frontale	q6	180			1.48	0.00	3.73	0.00	266
Plinto	q6	427			0.00	0.00	0.80	0.00	0
Muri andatori	q6	123			-1.07	0.00	4.40	0.00	-131
Rinterro	q6	485			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Ricop. Plinto	q6	75			1.07	0.00	2.10	0.00	81
Totale generale		1302						0.00	229

4.7 Sollecitazioni

4.7.1 Muro paraghiaia

In condizioni statiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta del rilevato, dalla spinta dei sovraccarichi accidentali, dai sovraccarichi mobili agenti sulla mensola del muro e dall'azione di frenatura. In condizioni sismiche il muro paraghiaia è sollecitato dalla spinta sismica del rilevato, dalle masse del muro. Il modello di calcolo utilizzato è quello di mensola incastrata al muro frontale.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	40 di 68

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA**

	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	96	391	0	0	245
A2 - SLU - MT max gr.1	96	391	0	0	245
A2 - SLU - ML max gr.1	96	391	0	0	245
A2 - SLU - N max gr.3	96	391	0	0	245
A2 - SLU - MT max gr.3	96	391	0	0	245
A2 - SLU - ML max gr.3	96	391	0	0	245
A2 - SLU - Vento ponte scarico	96	82	0	0	37
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	96	309	0	0	209
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	96	309	0	0	209
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	96	309	0	0	209
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	96	309	0	0	209
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	96	309	0	0	209
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	96	309	0	0	209
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	96	0	0	0	0
A1 - SLU - N max gr.1	129	453	0	0	284
A1 - SLU - MT max gr.1	129	453	0	0	284
A1 - SLU - ML max gr.1	129	453	0	0	284
A1 - SLU - N max gr.3	129	453	0	0	284
A1 - SLU - MT max gr.3	129	453	0	0	284
A1 - SLU - ML max gr.3	129	453	0	0	284
A1 - SLU - Vento ponte scarico	129	94	0	0	42
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	96	358	0	0	242
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	96	358	0	0	242
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	96	358	0	0	242
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	96	358	0	0	242
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	96	358	0	0	242
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	96	358	0	0	242
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	96	0	0	0	0
SLE rara - N max gr.1	96	310	0	0	195
SLE rara - MT max gr.1	96	310	0	0	195
SLE rara - ML max gr.1	96	310	0	0	195
SLE rara - N max gr.3	96	310	0	0	195
SLE rara - MT max gr.3	96	310	0	0	195
SLE rara - ML max gr.3	96	310	0	0	195
SLE rara - Vento ponte scarico	96	310	0	0	195
SLE freq. - N max gr.1	96	310	0	0	195
SLE freq. - MT max gr.1	96	310	0	0	195
SLE freq. - ML max gr.1	96	310	0	0	195
SLE freq. - N max gr.3	96	310	0	0	195
SLE freq. - MT max gr.3	96	310	0	0	195
SLE freq. - ML max gr.3	96	310	0	0	195
SLE freq. - Vento ponte scarico	96	63	0	0	28
SLE quasi permanente	96	63	0	0	28
SLV - N max	109	162	8	5	97
SLV - MT max gr.1	100	162	27	18	97
SLV - ML max gr.1	100	372	8	5	233
SLV - MT max gr.3	92	162	27	18	97
SLV - ML max gr.3	92	372	8	5	233
SLV - N min	82	162	8	5	97

Tabella 3 – Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI22 (ex VI14) - Viadotto su L.S. in corrispondenza VI17 - Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	41 di 68

4.7.2 Muro frontale

Le sollecitazioni riportate nella seguente tabella sono state ottenute dal modello di calcolo descritto nei paragrafi precedenti.

Per la verifica del muro frontale, a quota spiccato, tali azioni possono essere considerate uniformemente distribuite in quanto l'altezza del muro frontale è tale che nell' ipotesi di ripartizione a 45°, tali scarichi si ripartiscono uniformemente alla base del muro

Ai carichi prima riportati, si aggiungono il peso proprio del muro frontale, del muro paraghiaia e la spinta del terreno e del sovraccarico sul rilevato a tergo.

Si ottengono quindi le seguenti sollecitazioni, con riferimento alle combinazioni maggiormente significative.

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
 INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE**

	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	6902	3520	319	1843	11257
A2 - SLU - MT max gr.1	6902	3520	319	1843	11257
A2 - SLU - ML max gr.1	6902	3520	319	1843	11257
A2 - SLU - N max gr.3	6902	3910	287	1634	13816
A2 - SLU - MT max gr.3	6902	3910	287	1634	13816
A2 - SLU - ML max gr.3	6902	3910	287	1634	13816
A2 - SLU - Vento ponte scarico	5223	1797	244	1300	4488
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	5288	1826	319	1843	7725
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	5288	1826	319	1843	7725
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	5288	1826	319	1843	7725
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	5288	2217	287	1634	10284
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	5288	2217	287	1634	10284
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	5288	2217	287	1634	10284
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	3609	104	244	1300	956
A1 - SLU - N max gr.1	8682	4092	389	2227	13218
A1 - SLU - MT max gr.1	8682	4092	389	2227	13218
A1 - SLU - ML max gr.1	8682	4092	389	2227	13218
A1 - SLU - N max gr.3	8682	4546	352	1985	16190
A1 - SLU - MT max gr.3	8682	4546	352	1985	16190
A1 - SLU - ML max gr.3	8682	4546	352	1985	16190
A1 - SLU - Vento ponte scarico	6735	2094	302	1595	5365
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	5556	2138	389	2227	8979
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	5556	2138	389	2227	8979
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	5556	2138	389	2227	8979
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	5556	2592	352	1985	11951
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	5556	2592	352	1985	11951
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	5556	2592	352	1985	11951
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	3609	104	266	1424	956
SLE rara - N max gr.1	6194	2784	273	1553	9088
SLE rara - MT max gr.1	6194	2784	273	1553	9088
SLE rara - ML max gr.1	6194	2784	273	1553	9088
SLE rara - N max gr.3	6194	3097	247	1386	11135
SLE rara - MT max gr.3	6194	3097	247	1386	11135
SLE rara - ML max gr.3	6194	3097	247	1386	11135
SLE rara - Vento ponte scarico	4851	2431	212	1112	6543
SLE freq. - N max gr.1	5925	2714	177	970	8579
SLE freq. - MT max gr.1	5925	2714	177	970	8579
SLE freq. - ML max gr.1	5925	2714	177	970	8579
SLE freq. - N max gr.3	5925	2964	156	836	10216
SLE freq. - MT max gr.3	5925	2964	156	836	10216
SLE freq. - ML max gr.3	5925	2964	156	836	10216
SLE freq. - Vento ponte scarico	4851	1406	158	800	3672
SLE quasi permanente	4851	1406	104	488	3672
SLV - N max	5830	2380	497	2468	9078
SLV - MT max gr.1	5333	2380	1492	7370	8999
SLV - ML max gr.1	5333	5267	497	2467	20992
SLV - MT max gr.3	4906	2380	1492	7369	8931
SLV - ML max gr.3	4906	5267	497	2465	20924
SLV - N min	4409	2380	497	2464	8852

Tabella 4 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

Le sollecitazioni in direzione trasversale risultano trascurabili rispetto a quelle in direzione longitudinale, tenuto anche conto della geometria della sezione del muro frontale.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA - CATANIA - PALERMO
NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO - CATANIA
PROGETTO DEFINITIVO
VI22 (ex VI14) - Viadotto su L.S. in corrispondenza VI17 - Singolo Binario

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	43 di 68

4.7.3 *Plinto di fondazione*

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa pali che si ottengono sommando, alle azioni provenienti dall'impalcato, la risultante e il momento risultante dei pesi della struttura, del terreno interno alla spalla e delle spinte dovute al rilevato rispetto al baricentro del plinto. In condizioni sismiche si è tenuto conto dell'incremento di spinta delle inerzie.

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	18170	4991	319	2353	20929
A2 - SLU - MT max gr.1	18170	4991	319	2353	20929
A2 - SLU - ML max gr.1	18170	4991	319	2353	20929
A2 - SLU - N max gr.3	18170	5382	287	2093	24112
A2 - SLU - MT max gr.3	18170	5382	287	2093	24112
A2 - SLU - ML max gr.3	18170	5382	287	2093	24112
A2 - SLU - Vento ponte scarico	14425	2903	244	1690	10853
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	11310	2192	319	2353	15570
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	11310	2192	319	2353	15570
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	11310	2192	319	2353	15570
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	11310	2583	287	2093	18754
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	11310	2583	287	2093	18754
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	11310	2583	287	2093	18754
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	7565	104	244	1690	5495
A1 - SLU - N max gr.1	22472	5793	389	2849	25288
A1 - SLU - MT max gr.1	22472	5793	389	2849	25288
A1 - SLU - ML max gr.1	22472	5793	389	2849	25288
A1 - SLU - N max gr.3	22472	6246	352	2547	28986
A1 - SLU - MT max gr.3	22472	6246	352	2547	28986
A1 - SLU - ML max gr.3	22472	6246	352	2547	28986
A1 - SLU - Vento ponte scarico	18128	3370	302	2079	13601
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	11909	2563	389	2849	17411
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	11909	2563	389	2849	17411
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	11909	2563	389	2849	17411
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	11909	3017	352	2547	21109
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	11909	3017	352	2547	21109
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	11909	3017	352	2547	21109
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	7565	104	266	1850	5495
SLE rara - N max gr.1	15838	3928	273	1990	17677
SLE rara - MT max gr.1	15838	3928	273	1990	17677
SLE rara - ML max gr.1	15838	3928	273	1990	17677
SLE rara - N max gr.3	15838	4240	247	1782	20224
SLE rara - MT max gr.3	15838	4240	247	1782	20224
SLE rara - ML max gr.3	15838	4240	247	1782	20224
SLE rara - Vento ponte scarico	14495	3575	212	1451	12593
SLE freq. - N max gr.1	15569	3857	177	1253	16660
SLE freq. - MT max gr.1	15569	3857	177	1253	16660
SLE freq. - ML max gr.1	15569	3857	177	1253	16660
SLE freq. - N max gr.3	15569	4107	156	1087	18698
SLE freq. - MT max gr.3	15569	4107	156	1087	18698
SLE freq. - ML max gr.3	15569	4107	156	1087	18698
SLE freq. - Vento ponte scarico	12842	2257	158	1053	9617
SLE quasi permanente	12842	2257	104	654	9617
SLV - N max	15261	3424	1212	5542	18043
SLV - MT max gr.1	13987	3424	3878	17353	17267
SLV - ML max gr.1	13987	7398	1212	5540	35356
SLV - MT max gr.3	12895	3424	3878	17352	16601
SLV - ML max gr.3	12895	7398	1212	5539	34690
SLV - N min	11621	3424	1212	5537	15825

Tabella 5 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	45 di 68

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	22472	5793	389	2849	25288	4684	934	726
AI - SLU - MT max gr.1	22472	5793	389	2849	25288	4684	934	726
AI - SLU - ML max gr.1	22472	5793	389	2849	25288	4684	934	726
AI - SLU - N max gr.3	22472	6246	352	2547	28986	4928	690	782
AI - SLU - MT max gr.3	22472	6246	352	2547	28986	4928	690	782
AI - SLU - ML max gr.3	22472	6246	352	2547	28986	4928	690	782
AI - SLU - Vento ponte scarico	18128	3370	302	2079	13601	3297	1235	423
AI - SLU Gmin - N max gr.1	11909	2563	389	2849	17411	2816	161	324
AI - SLU Gmin - MT max gr.1	11909	2563	389	2849	17411	2816	161	324
AI - SLU Gmin - ML max gr.1	11909	2563	389	2849	17411	2816	161	324
AI - SLU Gmin - N max gr.3	11909	3017	352	2547	21109	3061	-83	380
AI - SLU Gmin - MT max gr.3	11909	3017	352	2547	21109	3061	-83	380
AI - SLU Gmin - ML max gr.3	11909	3017	352	2547	21109	3061	-83	380
AI - SLU Gmin - Vento ponte scarico	7565	104	266	1850	5495	1404	487	36

Tabella 6 – 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	15261	3424	1212	5542	18043	3392	424	454
SLV - MT max gr.1	13987	3424	3878	17353	17267	3671	-174	647
SLV - ML max gr.1	13987	7398	1212	5540	35356	4435	-938	937
SLV - MT max gr.3	12895	3424	3878	17352	16601	3488	-264	647
SLV - ML max gr.3	12895	7398	1212	5539	34690	4252	-1028	937
SLV - N min	11621	3424	1212	5537	15825	2782	123	454

Tabella 7 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLV

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{/palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE rara - N max gr.1	15838	3928	273	1990	17677	3290	669	492
SLE rara - MT max gr.1	15838	3928	273	1990	17677	3290	669	492
SLE rara - ML max gr.1	15838	3928	273	1990	17677	3290	669	492
SLE rara - N max gr.3	15838	4240	247	1782	20224	3458	501	531
SLE rara - MT max gr.3	15838	4240	247	1782	20224	3458	501	531
SLE rara - ML max gr.3	15838	4240	247	1782	20224	3458	501	531
SLE rara - Vento ponte scarico	14495	3575	212	1451	12593	2747	877	448

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 DEL PARAGHIAIA

			Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]
SLU GEO	Nz,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	96	391	0	0	245
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	96	391	0	0	245
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	96	391	0	0	245
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	96	391	0	0	245
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	96	391	0	0	245
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	129	453	0	0	284
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	129	453	0	0	284
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	129	453	0	0	284
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	129	453	0	0	284
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	129	453	0	0	284
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	96	310	0	0	195
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	96	310	0	0	195
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	96	310	0	0	195
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	96	310	0	0	195
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.1	96	310	0	0	195
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	96	310	0	0	195
	Tx,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	96	310	0	0	195
	Ty,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	96	310	0	0	195
	Mxx _{max}	SLE freq. - N max gr.1	96	310	0	0	195
	Myy _{max}	SLE freq. - N max gr.1	96	310	0	0	195
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	96	63	0	0	28
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	109	162	8	5	97
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	100	372	8	5	233
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	100	162	27	18	97
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	100	162	27	18	97
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	100	372	8	5	233

**CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE
INTERNA ALLA BASE DEL MURO FRONTALE**

		Nz,A [kN]	Tx,A [kN]	Ty,A [kN]	Mxx [kNm]	Myy [kNm]	
SLU GEO	Nz,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	6902	3520	319	1843	11257
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	6902	3910	287	1634	13816
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	6902	3520	319	1843	11257
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	6902	3520	319	1843	11257
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	6902	3910	287	1634	13816
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	8682	4092	389	2227	13218
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	8682	4546	352	1985	16190
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	8682	4092	389	2227	13218
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	8682	4092	389	2227	13218
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	8682	4546	352	1985	16190
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	6194	2784	273	1553	9088
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	6194	3097	247	1386	11135
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	6194	2784	273	1553	9088
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	6194	2784	273	1553	9088
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	6194	3097	247	1386	11135
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	5925	2714	177	970	8579
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	5925	2964	156	836	10216
	Ty,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	5925	2714	177	970	8579
	Mxx _{max}	SLE freq.- N max gr.1	5925	2714	177	970	8579
	Myy _{max}	SLE freq.- N max gr.3	5925	2964	156	836	10216
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	4851	1406	104	488	3672
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	5830	2380	497	2468	9078
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	5333	5267	497	2467	20992
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	5333	2380	1492	7370	8999
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	5333	2380	1492	7370	8999
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	5333	5267	497	2467	20992

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	48 di 68

**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	18170	4991	319	2353	20929
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	18170	5382	287	2093	24112
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	18170	4991	319	2353	20929
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	18170	4991	319	2353	20929
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	18170	5382	287	2093	24112
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	22472	5793	389	2849	25288
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	22472	6246	352	2547	28986
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	22472	5793	389	2849	25288
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	22472	5793	389	2849	25288
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	22472	6246	352	2547	28986
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	15838	3928	273	1990	17677
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	15838	4240	247	1782	20224
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	15838	3928	273	1990	17677
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	15838	3928	273	1990	17677
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	15838	4240	247	1782	20224
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	15569	3857	177	1253	16660
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	15569	4107	156	1087	18698
	Ty,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	15569	3857	177	1253	16660
	Mxx _{max}	SLE freq.- N max gr.1	15569	3857	177	1253	16660
	Myy _{max}	SLE freq.- N max gr.3	15569	4107	156	1087	18698
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	12842	2257	104	654	9617
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	15261	3424	1212	5542	18043
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	13987	7398	1212	5540	35356
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	13987	3424	3878	17353	17267
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	13987	3424	3878	17353	17267
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	13987	7398	1212	5540	35356

4.9.1 Paraghiaia

Viene verificata la sezione di incastro con lo spiccato del muro frontale. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro paraghiaia viene considerato come una mensola incastrata allo spiccato del muro frontale, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 35x970 cm

Armatura verticale

$A_s = \phi 20/10$ (lato controterra)

$A'_s = \phi 16/20$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 14/20$

$A'_s = \phi 12/20$

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio. Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli $9\phi 8/m^2$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800	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	
Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	50 di 68

Classe Conglomerato: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-17.5	0.0
2	-17.5	970.0
3	17.5	970.0
4	17.5	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-9.3	8.2	20
2	-9.3	961.8	20
3	9.3	961.8	20
4	9.3	8.2	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	1	2	96	20
2	3	4	48	16

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	129.00	0.00	284.00	0.00	453.00
2	129.00	0.00	284.00	0.00	453.00
3	129.00	0.00	284.00	0.00	453.00
4	129.00	0.00	284.00	0.00	453.00
5	129.00	0.00	284.00	0.00	453.00
6	109.00	5.00	97.00	8.00	162.00
7	100.00	5.00	233.00	8.00	372.00
8	100.00	18.00	97.00	27.00	162.00
9	100.00	18.00	97.00	27.00	162.00
10	100.00	5.00	233.00	8.00	372.00

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	51 di 68

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	96.00	0.00	195.00
2	96.00	0.00	195.00
3	96.00	0.00	195.00
4	96.00	0.00	195.00
5	96.00	0.00	195.00

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	96.00	0.00 (0.00)	195.00 (753.92)
2	96.00	0.00 (0.00)	195.00 (753.92)
3	96.00	0.00 (0.00)	195.00 (753.92)
4	96.00	0.00 (0.00)	195.00 (753.92)
5	96.00	0.00 (0.00)	195.00 (753.92)

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	96.00	0.00 (0.00)	28.00 (893.84)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.8 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	52 di 68

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 Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	129.00	0.00	284.00	128.98	0.10	2833.05	9.94	307.9(60.8)
2	S	129.00	0.00	284.00	128.98	0.10	2833.05	9.94	307.9(60.8)
3	S	129.00	0.00	284.00	128.98	0.10	2833.05	9.94	307.9(60.8)
4	S	129.00	0.00	284.00	128.98	0.10	2833.05	9.94	307.9(60.8)
5	S	129.00	0.00	284.00	128.98	0.10	2833.05	9.94	307.9(60.8)
6	S	109.00	5.00	97.00	109.14	137.37	2843.04	29.01	307.9(60.8)
7	S	100.00	5.00	233.00	99.83	61.92	2835.46	12.12	307.9(60.8)
8	S	100.00	18.00	97.00	100.15	520.17	2842.58	29.03	307.9(60.8)
9	S	100.00	18.00	97.00	100.15	520.17	2842.58	29.03	307.9(60.8)
10	S	100.00	5.00	233.00	99.83	61.92	2835.46	12.12	307.9(60.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 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	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.307	17.5	970.0	0.00002	9.3	961.8	-0.00789	-9.3	8.2
2	0.00350	0.307	17.5	970.0	0.00002	9.3	961.8	-0.00789	-9.3	8.2
3	0.00350	0.307	17.5	970.0	0.00002	9.3	961.8	-0.00789	-9.3	8.2
4	0.00350	0.307	17.5	970.0	0.00002	9.3	961.8	-0.00789	-9.3	8.2
5	0.00350	0.307	17.5	970.0	0.00002	9.3	961.8	-0.00789	-9.3	8.2
6	0.00350	0.306	17.5	970.0	0.00003	9.3	961.8	-0.00793	-9.3	8.2
7	0.00350	0.306	17.5	970.0	0.00002	9.3	961.8	-0.00792	-9.3	8.2
8	0.00350	0.307	17.5	970.0	0.00004	9.3	961.8	-0.00791	-9.3	8.2
9	0.00350	0.307	17.5	970.0	0.00004	9.3	961.8	-0.00791	-9.3	8.2
10	0.00350	0.306	17.5	970.0	0.00002	9.3	961.8	-0.00792	-9.3	8.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000424966	0.000000000	-0.003936962	0.307	0.824
2	0.000424966	0.000000000	-0.003936962	0.307	0.824
3	0.000424966	0.000000000	-0.003936962	0.307	0.824
4	0.000424966	0.000000000	-0.003936962	0.307	0.824
5	0.000424966	0.000000000	-0.003936962	0.307	0.824
6	0.000423692	0.000000081	-0.003993518	0.306	0.823
7	0.000424871	0.000000037	-0.003970804	0.306	0.823

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	53 di 68

8	0.000421423	0.000000119	-0.003990036	0.307	0.823
9	0.000421423	0.000000119	-0.003990036	0.307	0.823
10	0.000424871	0.000000037	-0.003970804	0.306	0.823

METODO SLU - VERIFICHE A TAGLIO SENZA ARMATURE TRASVERSALI (§ 4.1.2.1.3.1 NTC)

Ver	S = comb.verificata a taglio/ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vwct	Taglio trazione resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
d	Altezza utile sezione [cm]
bw	Larghezza minima sezione [cm]
Ro	Rapporto geometrico di armatura longitudinale [<0.02]
Scp	Tensione media di compressione nella sezione [Mpa]

N°Comb	Ver	Ved	Vwct	d	bw	Ro	Scp
1	S	453.00	1991.96	26.8	970.0	0.0118	0.04
2	S	453.00	1991.96	26.8	970.0	0.0118	0.04
3	S	453.00	1991.96	26.8	970.0	0.0118	0.04
4	S	453.00	1991.96	26.8	970.0	0.0118	0.04
5	S	453.00	1991.96	26.8	970.0	0.0118	0.04
6	S	162.00	2128.46	26.8	970.0	0.0145	0.03
7	S	372.00	2100.78	26.8	970.0	0.0140	0.03
8	S	162.01	2116.10	26.8	970.0	0.0143	0.03
9	S	162.01	2116.10	26.8	970.0	0.0143	0.03
10	S	372.00	2100.78	26.8	970.0	0.0140	0.03

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9
2	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9
3	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9
4	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9
5	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
	Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
	Massima distanza tra le fessure [mm]

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	54 di 68

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	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92
2	S	-0.00021	0	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92
3	S	-0.00021	0	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92
4	S	-0.00021	0	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92
5	S	-0.00021	0	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9
2	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9
3	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9
4	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9
5	S	1.43	17.5	0.0	-26.4	-9.3	952.0	8245	307.9

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00021	0	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92
2	S	-0.00021	0	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92
3	S	-0.00021	0	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92
4	S	-0.00021	0	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92
5	S	-0.00021	0	0.500	20.0	72	0.00008 (0.00008) 336	0.027 (0.20)	0.00	753.92

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	0.21	17.5	0.0	-2.5	-9.3	952.0	8245	307.9

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	-0.00002	0	0.500	20.0	72	0.00001 (0.00001) 336	0.002 (0.20)	0.00	893.84

4.9.2 Muro frontale

Viene verificata la sezione di incastro con la platea di fondazione. Nella determinazione dei momenti flettenti di verifica il muro frontale viene considerato come una mensola incastrata nella platea di fondazione, trascurando a favore di sicurezza gli effetti dovuti alla eventuale presenza dei muri di risvolto.

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 125x970 cm

Armatura verticale

$A_s = \phi 24/10 + \phi 24/20$ (lato controterra)

$A'_s = \phi 24/10$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 16/20 + \phi 16/20$ (lato controterra)

$A'_s = \phi 16/20$ (lato esterno)

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	
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1 * \beta 2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	56 di 68

Classe Conglomerato: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-62.5	0.0
2	-62.5	970.0
3	62.5	970.0
4	62.5	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	-53.7	8.8	24
2	-53.7	961.2	24
3	53.7	961.2	24
4	53.7	8.8	24
5	-48.0	12.0	24
6	-48.0	950.0	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N° Gen.	N° Barra Ini.	N° Barra Fin.	N° Barre	Ø
1	1	2	96	24
2	3	4	96	24
3	5	6	48	24

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
 Passo staffe: 2.0 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	8682.00	2227.00	13218.00	389.00	4092.00
2	8682.00	1985.00	16190.00	352.00	4546.00
3	8682.00	2227.00	13218.00	389.00	4092.00
4	8682.00	2227.00	13218.00	389.00	4092.00
5	8682.00	1985.00	16190.00	352.00	4546.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	57 di 68

6	5830.00	2468.00	9078.00	497.00	2380.00
7	5333.00	2467.00	20992.00	497.00	5267.00
8	5333.00	7370.00	8999.00	1492.00	2380.00
9	5333.00	7370.00	8999.00	1492.00	2380.00
10	5333.00	2467.00	20992.00	497.00	5267.00

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	6194.00	1553.00	9088.00
2	6194.00	1386.00	11135.00
3	6194.00	1553.00	9088.00
4	6194.00	1553.00	9088.00
5	6194.00	1386.00	11135.00

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	5925.00	970.00 (1357.76)	8579.00 (12008.51)
2	5925.00	836.00 (959.56)	10216.00 (11725.89)
3	5925.00	970.00 (1357.76)	8579.00 (12008.51)
4	5925.00	970.00 (1357.76)	8579.00 (12008.51)
5	5925.00	836.00 (959.56)	10216.00 (11725.89)

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	4851.00	488.00 (1910.83)	3672.00 (14378.23)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.3 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.8 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	58 di 68

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	8682.00	2227.00	13218.00	8681.91	5511.50	32849.82	2.471112.9(363.8)	
2	S	8682.00	1985.00	16190.00	8682.00	4027.45	32856.44	2.021112.9(363.8)	
3	S	8682.00	2227.00	13218.00	8681.91	5511.50	32849.82	2.471112.9(363.8)	
4	S	8682.00	2227.00	13218.00	8681.91	5511.50	32849.82	2.471112.9(363.8)	
5	S	8682.00	1985.00	16190.00	8682.00	4027.45	32856.44	2.021112.9(363.8)	
6	S	5830.00	2468.00	9078.00	5830.12	8525.65	31360.03	3.431112.9(363.8)	
7	S	5333.00	2467.00	20992.00	5332.86	3730.05	31114.38	1.481112.9(363.8)	
8	S	5333.00	7370.00	8999.00	5333.15	25267.24	30998.74	3.421112.9(363.8)	
9	S	5333.00	7370.00	8999.00	5333.15	25267.24	30998.74	3.421112.9(363.8)	
10	S	5333.00	2467.00	20992.00	5332.86	3730.05	31114.38	1.481112.9(363.8)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	62.5	970.0	0.00160	53.7	961.2	-0.02198	-53.7	8.8
2	0.00350	62.5	970.0	0.00155	53.7	961.2	-0.02245	-53.7	8.8
3	0.00350	62.5	970.0	0.00160	53.7	961.2	-0.02198	-53.7	8.8
4	0.00350	62.5	970.0	0.00160	53.7	961.2	-0.02198	-53.7	8.8
5	0.00350	62.5	970.0	0.00155	53.7	961.2	-0.02245	-53.7	8.8
6	0.00350	62.5	970.0	0.00155	53.7	961.2	-0.02281	-53.7	8.8
7	0.00350	62.5	970.0	0.00137	53.7	961.2	-0.02485	-53.7	8.8
8	0.00350	62.5	970.0	0.00195	53.7	961.2	-0.01836	-53.7	8.8
9	0.00350	62.5	970.0	0.00195	53.7	961.2	-0.01836	-53.7	8.8
10	0.00350	62.5	970.0	0.00137	53.7	961.2	-0.02485	-53.7	8.8

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	59 di 68

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000216061	0.000000385	-0.010377492	----	----
2	0.000221063	0.000000278	-0.010586235	----	----
3	0.000216061	0.000000385	-0.010377492	----	----
4	0.000216061	0.000000385	-0.010377492	----	----
5	0.000221063	0.000000278	-0.010586235	----	----
6	0.000221307	0.000000614	-0.010926851	----	----
7	0.000241891	0.000000250	-0.011861091	----	----
8	0.000174412	0.000001657	-0.009007625	----	----
9	0.000174412	0.000001657	-0.009007625	----	----
10	0.000241891	0.000000250	-0.011861091	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
Passo staffe: 2.0 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

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

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	4092.69	35932.65	5412.22118.9]	110.1	970.2	2.500	1.038	38.0	50.3(0.0)
2	S	4546.44	35944.85	5414.42118.9]	110.1	970.2	2.500	1.038	42.2	50.3(0.0)
3	S	4092.69	35932.65	5412.22118.9]	110.1	970.2	2.500	1.038	38.0	50.3(0.0)
4	S	4092.69	35932.65	5412.22118.9]	110.1	970.2	2.500	1.038	38.0	50.3(0.0)
5	S	4546.44	35944.85	5414.42118.9]	110.1	970.2	2.500	1.038	42.2	50.3(0.0)
6	S	2381.37	35615.55	5429.25119.2]	110.4	970.3	2.500	1.026	22.0	50.3(0.0)
7	S	5267.51	35596.69	5439.10119.4]	110.6	970.1	2.500	1.023	48.7	50.3(0.0)
8	S	2394.06	35382.71	5409.11118.8]	110.0	969.6	2.500	1.023	22.2	50.3(0.0)
9	S	2394.06	35382.71	5409.11118.8]	110.0	969.6	2.500	1.023	22.2	50.3(0.0)
10	S	5267.51	35596.69	5439.10119.4]	110.6	970.1	2.500	1.023	48.7	50.3(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.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	60 di 68

1	S	4.48	62.5	970.0	-96.2	-53.7	8.8	24037	669.5
2	S	5.37	62.5	970.0	-125.9	-53.7	8.8	25112	669.5
3	S	4.48	62.5	970.0	-96.2	-53.7	8.8	24037	669.5
4	S	4.48	62.5	970.0	-96.2	-53.7	8.8	24037	669.5
5	S	5.37	62.5	970.0	-125.9	-53.7	8.8	25112	669.5

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

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00054	0	0.500	24.0	76	0.00029 (0.00029)	405	0.117 (0.20)	2026.77	11860.46
2	S	-0.00071	0	0.500	24.0	76	0.00038 (0.00038)	411	0.155 (0.20)	1440.22	11570.58
3	S	-0.00054	0	0.500	24.0	76	0.00029 (0.00029)	405	0.117 (0.20)	2026.77	11860.46
4	S	-0.00054	0	0.500	24.0	76	0.00029 (0.00029)	405	0.117 (0.20)	2026.77	11860.46
5	S	-0.00071	0	0.500	24.0	76	0.00038 (0.00038)	411	0.155 (0.20)	1440.22	11570.58

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.18	62.5	970.0	-89.6	-53.7	8.8	24342	669.5
2	S	4.90	62.5	970.0	-113.3	-53.7	8.8	25220	669.5
3	S	4.18	62.5	970.0	-89.6	-53.7	8.8	24342	669.5
4	S	4.18	62.5	970.0	-89.6	-53.7	8.8	24342	669.5
5	S	4.90	62.5	970.0	-113.3	-53.7	8.8	25220	669.5

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00050	0	0.500	24.0	76	0.00027 (0.00027)	407	0.109 (0.20)	1357.76	12008.51
2	S	-0.00064	0	0.500	24.0	76	0.00034 (0.00034)	412	0.140 (0.20)	959.56	11725.89
3	S	-0.00050	0	0.500	24.0	76	0.00027 (0.00027)	407	0.109 (0.20)	1357.76	12008.51
4	S	-0.00050	0	0.500	24.0	76	0.00027 (0.00027)	407	0.109 (0.20)	1357.76	12008.51
5	S	-0.00064	0	0.500	24.0	76	0.00034 (0.00034)	412	0.140 (0.20)	959.56	11725.89

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	1.87	62.5	970.0	-25.4	-53.7	8.8	19853	669.5

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	-0.00015	0	0.500	24.0	76	0.00008 (0.00008)	379	0.029 (0.20)	1910.83 14378.23

l'armatura minima posta in opera non rispetta i minimi previsti dalla norma per gli elementi "trave" di media duttilità

Per la verifica a taglio della sezione si considera l'area di ferro necessaria, come indicata dal codice di calcolo, e si assegna una armatura equivalente; in particolare si utilizzeranno:

Spille $9\phi 12/mq$ per metro di sezione.

4.9.3 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 :

$$N_{\max} = 4928\text{kN (CC. SLU)}$$

$$T_{\max} = 782\text{kN (CC. SLV)}$$

$$N_{\max} = 4435\text{kN (CC. SLV)}$$

$$T_{\max} = 937\text{kN (CC. SLV)}$$

4.9.3.1 Unghia anteriore platea fondazione

Il tacco anteriore del plinto di 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 anteriore del muro frontale, 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.

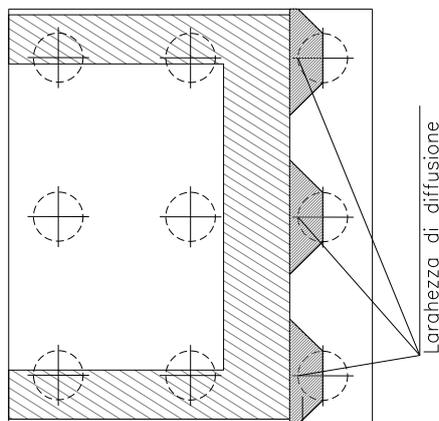
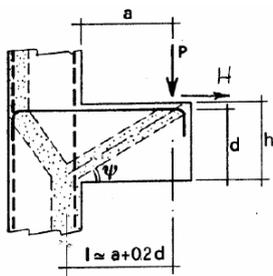


Figura 3 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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° 617/09.

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	63 di 68

Dati di progetto

$b(m) =$	1.85	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	4928.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	782.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	0.32	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	1.60	m	spessore mensola
$\bar{\delta}(m) =$	0.10	m	coprifero riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	1.50	m	altezza utile
$l(m) =$	0.62	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	0.46		$\lambda = ctg\psi \approx l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

$c(m) =$ **1.00**

Caratteristiche Materiali

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

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	24.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb\ tot\ 1 =$	18.5	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	8369.20	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	8369.20
Registro tipo	R2						
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	24.0	$p2(cm) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb\ tot\ 2 =$	18.5	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	8369.20	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	8369.20
Registro tipo	R3						
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	24.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	452.39	$nb\ tot\ 3 =$	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

4.9.4 Palo di fondazione $L=24.0m$

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

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 2.52 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

$$N_{\max} = 4928 \text{ kN} \quad T = 782 \text{ kN} \quad M = 782 * 2.52 = 1971 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -1028 \text{ kN} \quad T = 937 \text{ kN} \quad M = 937 * 2.52 = 2362 \text{ kNm}$$

$$N = -1028 \text{ kN} \quad T = 937 \text{ kN} \quad M_{\max} = 937 * 2.52 = 2362 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

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

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

La lunghezza del palo è pari a $L = 24.00m$

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	65 di 68

Forma del Dominio: Circolare
Classe Conglomerato: C25/30

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

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

N°Gen. Numero assegnato alla singola generazione circolare di barre
Xcentro Ascissa [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
Ycentro Ordinata [cm] del centro della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
Raggio Raggio [cm] della circonferenza lungo cui sono disposte le barre generate
N°Barre Numero di barre generate 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	4928.00	1971.00	0.00	782.00	0.00
2	-83.00	1971.00	0.00	782.00	0.00
3	4435.00	2362.00	0.00	937.00	0.00
4	-1028.00	2362.00	0.00	937.00	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	3458.00	1338.00	0.00
2	501.00	1338.00	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	66 di 68

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	3290.00	1295.00 (1127.31)	0.00 (0.00)
2	602.00	1295.00 (718.88)	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	4928.00	1971.00	0.00	4928.02	5275.47	0.00	2.68	318.6(33.9)
2	S	-83.00	1971.00	0.00	-83.06	4634.90	0.00	2.35	318.6(33.9)
3	S	4435.00	2362.00	0.00	4435.21	5253.08	0.00	2.22	318.6(33.9)
4	S	-1028.00	2362.00	0.00	-1028.16	4419.04	0.00	1.87	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	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	0.00288	0.0	50.0	-0.00334	0.0	-50.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00263	0.0	50.0	-0.00606	0.0	-50.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00286	0.0	50.0	-0.00353	0.0	-50.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00256	0.0	50.0	-0.00683	0.0	-50.0

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	67 di 68

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	0.000062166	-0.000229948	----	----
2	0.000000000	0.000086920	-0.001715209	----	----
3	0.000000000	0.000063914	-0.000334824	----	----
4	0.000000000	0.000093912	-0.002134713	----	----

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 D_{med} .
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	782.00	2449.76	2812.44	91.8 73.7	108.9	2.500	1.250	10.8	39.0(0.0)
2	S	782.00	2120.95	3062.82	92.9 80.3	108.2	2.500	1.000	10.0	39.0(0.0)
3	S	937.00	2472.32	2833.56	91.8 74.3	109.1	2.500	1.250	12.9	39.0(0.0)
4	S	937.00	2138.99	3119.84	93.3 81.8	107.1	2.500	1.000	11.7	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	8.00	0.0	0.0	-53.1	0.0	-50.0	777	26.5
2	S	7.32	0.0	0.0	-138.5	0.0	-50.0	1610	74.3

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 22 04 001	A	68 di 68

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

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb. frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [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 = $sr\ max * (e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00034	0	0.500	26.0	87	0.00016 (0.00016)	425	0.068 (0.20)	1141.03	0.00
2	S	-0.00081	0	0.500	26.0	87	0.00048 (0.00042)	392	0.187 (0.20)	707.71	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	7.73	0.0	0.0	-52.6	0.0	-50.0	815	26.5
2	S	7.12	0.0	0.0	-130.1	0.0	-50.0	1563	63.7

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e _{sm} - e _{cm}	sr _{max}	wk	Mx _{fess.}	My _{fess.}
1	S	-0.00034	0	0.500	26.0	87	0.00016 (0.00016)	431	0.068 (0.20)	1127.31	0.00
2	S	-0.00076	0	0.500	26.0	87	0.00041 (0.00039)	404	0.167 (0.20)	718.88	0.00