

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO – CATENANUOVA

VI21 (ex VI13) - Ponte Provvisorio

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 1 0 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. autorizzato	Data
A	Emissione Esecutiva	Abbaschiano	Novembre 2019	A. Ferri	Novembre 2019	F. Sparacino	Novembre 2019	A. Vittozzi	Novembre 2019

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

File: RS3E50D09CLVI2104001A.docx

n. Elaborazione: 1680

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.1.1	<i>Aspetti legati alle opere di fondazione</i>	4
2	RIFERIMENTI NORMATIVI.....	6
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3	MATERIALI	7
3.1	VERIFICA S.L.E.	8
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	8
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	8
4	ANALISI E VERIFICHE SPALLA	10
4.1	GENERALITÀ	10
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE.....	10
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	10
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	14
4.5	GEOMETRIA DELLA SPALLA	14
4.6	ANALISI DEI CARICHI.....	17
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	17
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	17
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	19
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	20
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i>	21
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	21
4.6.7	<i>Spinta statica del terrapieno</i>	22
4.6.8	<i>Sovraccarico sul terrapieno</i>	22

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	3 di 61

4.6.9	<i>Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche</i>	23
4.6.10	<i>Azione sismica</i>	24
4.6.11	<i>Incremento di spinta del terrapieno</i>	29
4.6.12	<i>Inerzie strutturali</i>	29
4.6.13	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	30
4.6.14	<i>Riepilogo risultati</i>	30
4.7	SOLLECITAZIONI	35
4.7.1	<i>Muro paraghiaia</i>	35
4.7.2	<i>Muro frontale</i>	36
4.7.3	<i>Plinto di fondazione</i>	37
4.8	PALI DI FONDAZIONE	39
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	40
4.9.1	<i>Paraghiaia</i>	43
4.9.2	<i>Muro frontale</i>	48
4.9.3	<i>Zattera di fondazione</i>	54
4.9.4	<i>Palo di fondazione L=28.0</i>	57

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 **VI21** 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 viadotto VI21 è eseguito sulla deviate provvisoria della linea storica, in ombra al viadotto VII8, esso pertanto attraversa un corso d'acqua maggiore con un'altezza del p.f. rispetto al terreno di circa 9m.

Il viadotto è previsto a singolo binario è costituito da 1 campata isostatica di luce 40m.

L'adozione di una campata da 40,00m) per lo scavalco del corso d'acqua è stata dettata da motivazioni di carattere idraulico legate in primo luogo al rispetto di quanto prescritto dal *DM 14 Gennaio 2008* in termini di compatibilità idraulica, nonché dall'esigenza di garantire il rispetto dei franchi idraulici minimi sul livello di piena di progetto.

Le spalle sono realizzate in c.a. gettato in opera.

La larghezza dell'impalcato fuori tutto è pari a 9.70m

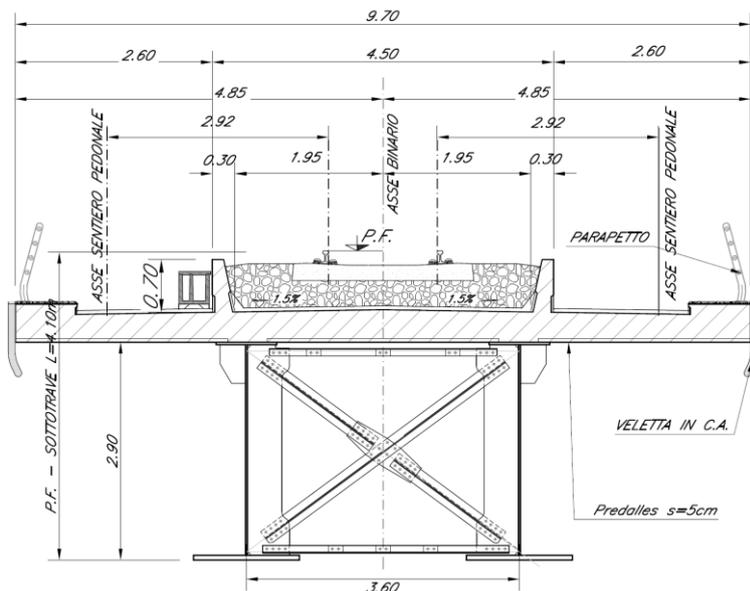


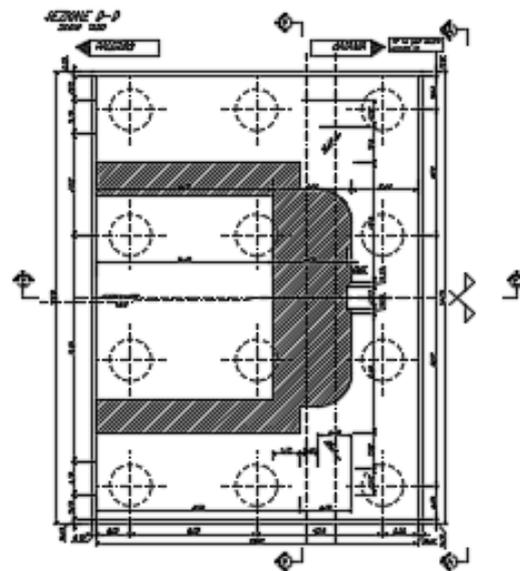
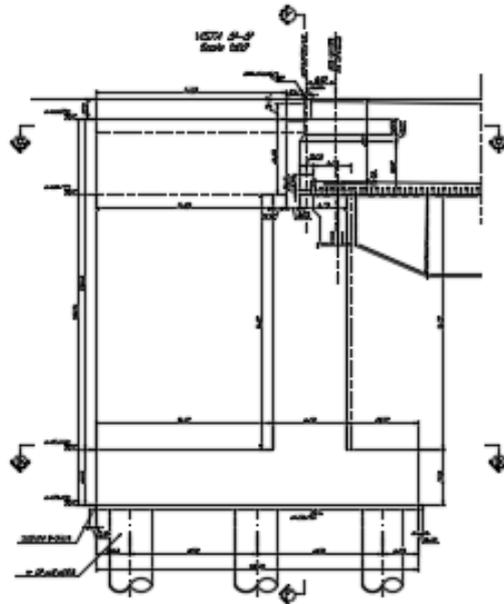
Figura 1 - Sezione trasversale

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.

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	5 di 61



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 - RS3E50D09RBVI2103001A*

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 provvisorie, 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 ELETTRICALDARE
B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :
- Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
 - Tensione caratteristica a rottura $f_{tk} > 540 \text{ N/mm}^2$
 $1.15 \leq f_{tk}/f_{yk} < 1.35$

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

3.1 Verifica S.L.E.

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

3.1.1 Verifiche alle tensioni

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

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

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

3.1.2 Verifiche a fessurazione

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

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	9 di 61

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 2.70 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 1.05 m. L'altezza della spalla **A** (escluso paraghiaia) è pari a 7.36 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 0.75 m ed altezza di circa 5.18 cm dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.50m collegate in testa da una platea di spessore 2.25 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 .

		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.

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

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

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	13 di 61

	A2-SIU - N max gr.1	A2-SIU - MT max gr.1	A2-SIU - ML max gr.1	A2-SIU - N max gr.3	A2-SIU - MT max gr.3	A2-SIU - ML max gr.3	A2-SIU - Vento ponte scarico	A2-SIU Gmin - N max gr.1	A2-SIU Gmin - MT max gr.1	A2-SIU Gmin - ML max gr.1	A2-SIU Gmin - N max gr.3	A2-SIU Gmin - MT max gr.3	A2-SIU Gmin - ML max gr.3	A1-SIU - N max gr.1	A1-SIU - MT max gr.1	A1-SIU - ML max gr.1	A1-SIU - N max gr.3	A1-SIU - MT max gr.3	A1-SIU - ML max gr.3	A1-SIU - Vento ponte scarico	A1-SIU Gmin - N max gr.1	A1-SIU Gmin - MT max gr.1	A1-SIU Gmin - ML max gr.1	A1-SIU Gmin - N max gr.3	A1-SIU Gmin - MT max gr.3	A1-SIU Gmin - ML max gr.3	
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	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti G2	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Ballast	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Comb. Nmax Qr	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00
Comb. Nmax Q frenatura	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00
Comb. Nmax Q centrifuga	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00
Comb. Nmax Q serpeggio	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00
Comb. MTmax Qr	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
Comb. MTmax Q frenatura	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
Comb. MTmax Q centrifuga	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00
Comb. MTmax Q serpeggio	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00
Comb. MLmax Qr	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
Comb. MLmax Q frenatura	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00
Comb. MLmax Q centrifuga	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00
Comb. MLmax Q serpeggio	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00
Vento Ponte Scarico	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.30	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00
Vento Ponte Carico	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.78	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Attrito permanente	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35
Attrito carichi mobili	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45	1.45
Sisma longitudinale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma trasversale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Sisma verticale	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

SIE min - N max gr.1	SIE min - MT max gr.1	SIE min - ML max gr.1	SIE min - N max gr.3	SIE min - MT max gr.3	SIE min - ML max gr.3	SIE min - Vento ponte scarico	SIE freq. - N max gr.1	SIE freq. - MT max gr.1	SIE freq. - ML max gr.1	SIE freq. - N max gr.3	SIE freq. - MT max gr.3	SIE freq. - ML max gr.3	SIE freq. - Vento ponte scarico	SIE quasi permanente	SIV - N max	SIV - MT max	SIV - ML max	SIV - MT 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	1.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	1.00	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	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00
0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00
0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.20	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
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	0.00
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	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	0.20
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	0.30	
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	1.00	0.30	
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	0.00	

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

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

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

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	14 di 61

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

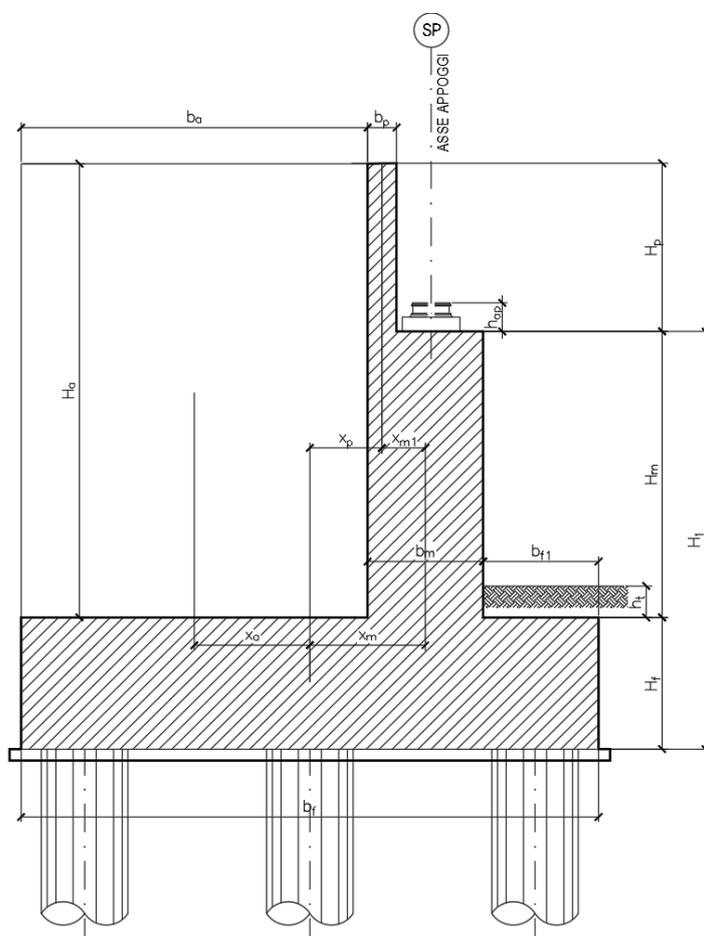


Figura 1 – Significato dei simboli: sezione tipologica

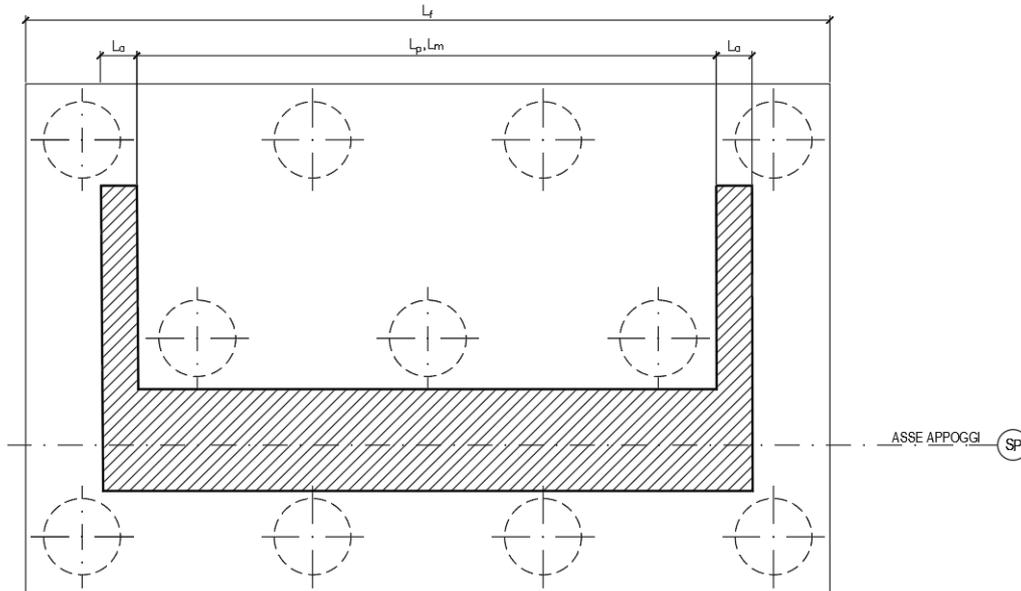


Figura 2 – Significato dei simboli: pianta tipologica

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	16 di 61

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}	0.65	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	10.26	m
Paraghiaia			
Altezza	H_p	5.18	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	0.75	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	5.20	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		5.20	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.18	m
Muro frontale			
Altezza	H_m	7.36	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	2.70	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	4.20	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	1.15	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	x_{m1}	-0.97	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0.55	m
Plinto			
Altezza	H_f	2.25	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	11.50	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	16.00	m
Mensola anteriore plinto	b_n	3.25	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		1.70	m
Muro andatore			
Altezza	H_a	12.54	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	L_a	1.05	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	b_a	5.55	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_a	-2.97	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		▼	Ko= 0.426
Sisma			
S_s		1.720	
a_g		0.170	
Coefficiente riduttivo		1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.292	
Mononobe e Okabe	K_{AE}	0.519	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.146	

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	40	m
Peso Proprio	G1	131	kN/m
Permanenti portati	G2	120	kN/m
Ballast	G2	0	kN/m
n° totale appoggi sulla spalla	n	2	
Reazione appoggio i = (G1*L/2)/n	Ri	1310.0	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n	Ri	1200.0	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:

	R1	R2	Lø	α	ø3
LM71	2137	1616	38	1.1	1.000
SW/0	2242	1749	38	1.1	1.000
SW/2	2710	2241	38	1	1.000

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 21 04 001 A 18 di 61

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	1310			1310			0.00
Permanenti G2	1200			1200			0.00
Ballast							0.00
Comb. Nmax Qv	1436			1274			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		578			578		3.00
Comb. Nmax Q centrifuga							0.00
Comb. Nmax Q serpeggio			25			25	3.00
Comb. MTmax Qv	1436			1274			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		578			578		3.00
Comb. MTmax Q centrifuga							0.00
Comb. MTmax Q serpeggio			25			25	3.00
Comb. MLmax Qv	1436			1274			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		578			578		3.00
Comb. MLmax Q centrifuga							0.00
Comb. MLmax Q serpeggio			25			25	3.00
Vento Ponte Scarico			242			242	3.30
Vento Ponte Carico			267			267	3.10
Attrito permanente		75	75		75	75	0.00
Attrito carichi mobili		43	43		38	38	0.00
Sisma longitudinale		1636			1617		2.50
Sisma trasversale			818			808	2.50
Sisma verticale	409			404			0.00

4.6.3 Azione del Vento

Azione del Vento - generale - NTC e EC 1-1-4:2005

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	250	250	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	ao	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(as/ao - 1))$	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	α_R	1.05	1.05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.28	29.28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	$q_b = 0.5 * \rho * v_b^2$	0.54	0.54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	

Vento su impalcato

Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	16.5	16.5	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.68	2.68	
Larghezza impalcato	b	9.7	9.7	m
Altezza impalcato	h1	3.9	4.6	m
Altezza treno o parapetto	h2	1.5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	5.4	8.6	m
Rapporto di forma	b/dtot	1.80	1.13	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.96	2.16	

Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.68	2.68	
Coefficiente di forza	cfx	1.96	2.16	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	5.4	8.6	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	15.2	26.7	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.82	3.10	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	15.2	26.7	kN/m

Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	15.2		kN/m
Luce impalcato	L	40		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	304		kN/m

Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	26.7		kN/m
Luce impalcato	L	40		m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	534		kN/m

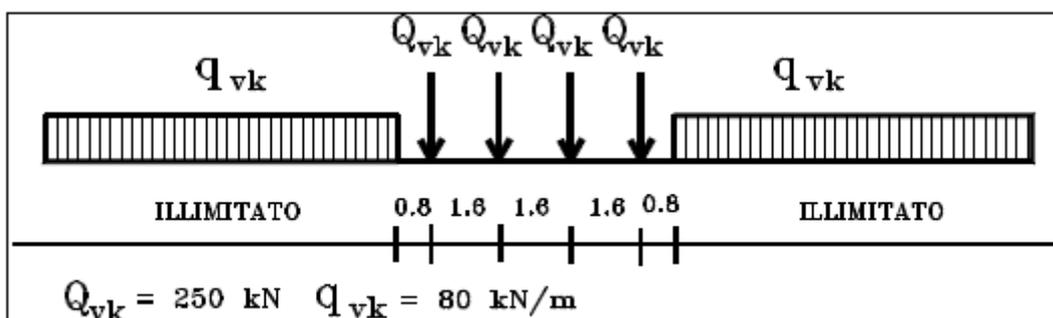
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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

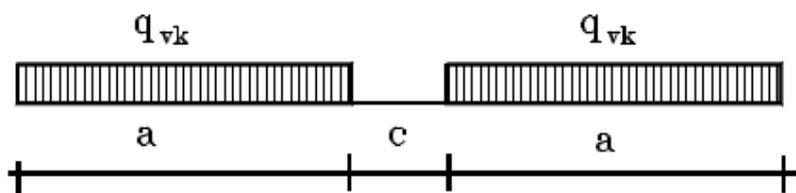
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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	40	m
L _{calc}	40	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	33	per SW/2
Q _{lb,k}	880	per Treno LM 71
Q _{lb,k}	660	per Treno SW/0
Q _{lb,k}	1155	per SW/2
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno LM 71	880	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno SW/0	660	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per SW/2	1155	kN

Avviamento		
L	40	m
L _{calc}	40	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	33	per SW/2
Q _{la,k}	1452	per Treno LM 71
Q _{la,k}	1089	per Treno SW/0
Q _{la,k}	1089	per SW/2
Q _{la,k} (filtrata) per Treno LM 71	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata) per Treno SW/0	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata) per SW/2	1000	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).

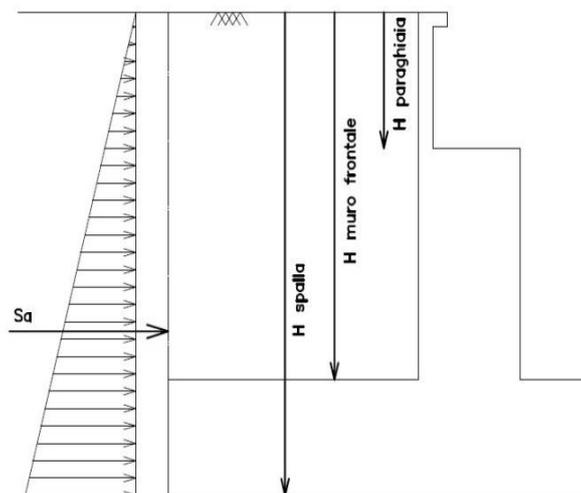


Fig. 1 Spinta statica terreno di rinterro

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

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

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.

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

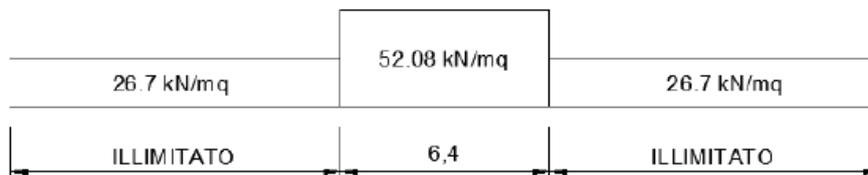
$$S_q = 53 * 0.426 = 22.58 \text{ kN/m}^2$$

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:

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	23 di 61



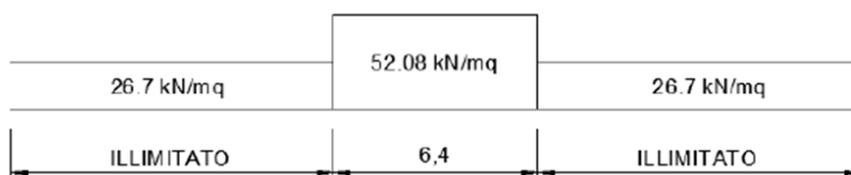
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

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 sospenso
P1600	1,1
F1, F2, F3	1,0
F4	0,91
F1520	Punto in sospenso
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 $H/2$.

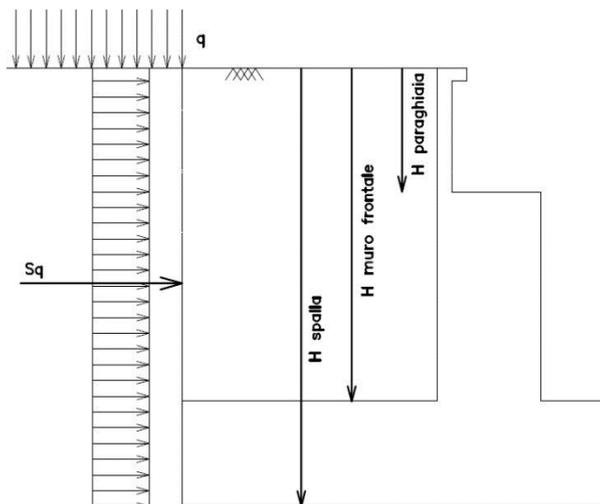


Fig. 2 : Spinta statica sovraccarico accidentale

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.

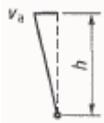
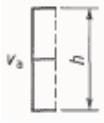
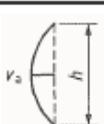
Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso 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.

➤ Sovrappinta 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:

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

se $\beta \leq \phi - \theta$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha + \vartheta)}$$

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 a_g .

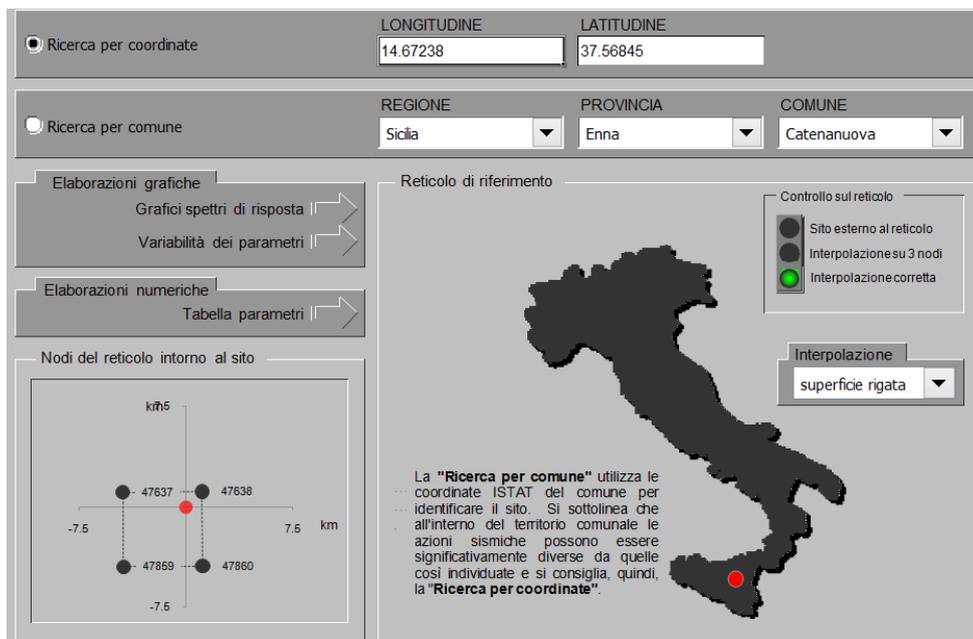
La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle 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: 14.67238 LATITUDINE: 37.56845

REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Enna COMUNE: Catenanuova

Elaborazioni grafiche:
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

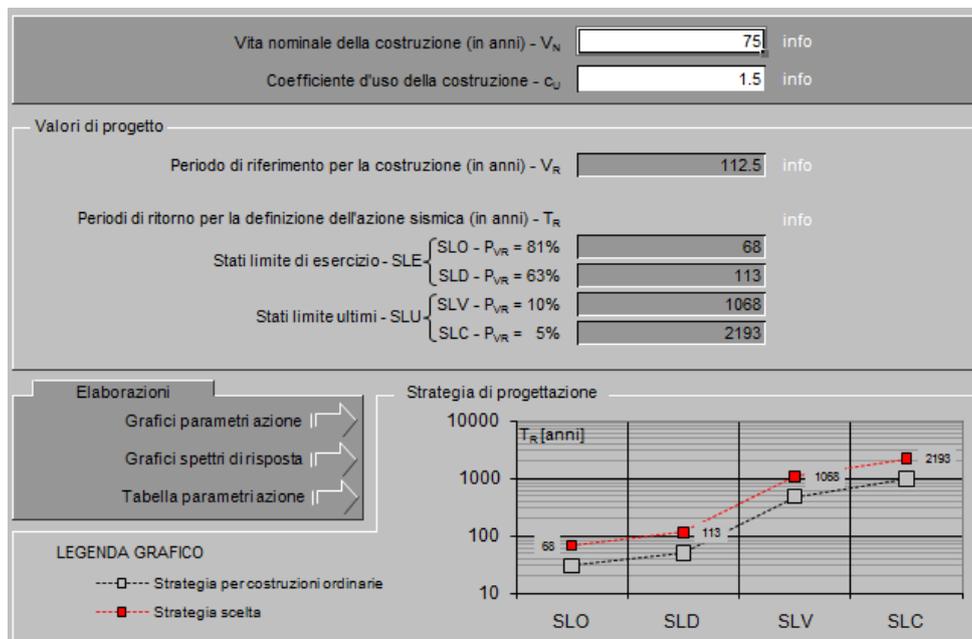
Reticolo di riferimento

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

Interpolazione:
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.



Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N 75 info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U 1.5 info

Valori di progetto

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

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

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$	68
SLD - $P_{VR} = 63\%$	113

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$	1068
SLC - $P_{VR} = 5\%$	2193

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

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Graph showing T_R [anni] vs Limit State (SLO, SLD, SLV, SLC). Values: SLO (68), SLD (113), SLV (1068), SLC (2193).

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.170 g
F_0	2.511
T_C^*	0.529 s
S_S	1.444
C_C	1.296
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.444
η	1.000
T_B	0.228 s
T_C	0.685 s
T_D	2.280 s

Dalla risposta sismica locale risulta invece (estratto dalla relazione geotecnica allegata al progetto) un coefficiente S pari ad 1.72; verrà utilizzato tale valore del coefficiente S perché 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 [RS3E50D09RBVII803001A](#))

Mononobe e Okabe			
Inclinazione Paramento	α	90.0	
Angolo d'attrito interno	ϕ	35.0	°
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.292	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.146	
$\theta (+k_v)$		14.3	
$\theta (-k_v)$		18.9	
Mononobe e Okabe (+ k_v)	K_{AE}	0.439	
Mononobe e Okabe (- k_v)	K_{AE}	0.519	

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

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

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

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

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

4.6.14 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 .

➤ 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	505			0.00	0.00	2.59	0	0
Rinterro	g3		595		0.00	0.00	1.73	0	1027
					0.00	0.00	5.18	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			609		0.00	0.00	2.59	0	1577

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	505	0	0	-0.97		9.95	0	-490
Muro frontale	g1	3130	0	0			3.68	0	0
Totale Permanenti		3635	0	0				0	-490
Rinterro	g3		4225	0			4.18	0	17658
Sovr. acc. sul rilevato			1474	0			6.27	0	9240

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	505			0.18	0.00	12.20	0	91
Muro frontale	g1	3130			1.15	0.00	5.93	0	3599
Plinto	g1	10350			0.00	0.00	1.13	0	0
Muri andatori	g1	3654			-2.97	0.00	8.52	0	-10852
Totale Permanenti		17639						0	-7162
Rinterro	g3	5846			-2.97	0.00	8.52	0	-17363
Ricop. Plinto	g3	2641			2.97	0.00	2.75	0	7842
Sovr. acc. sul rilevato		1530			-2.97	0.00	14.79	0	-4543
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		5876		-2.97	0.00	4.93	0	28971
Sovr. acc. sul rilevato			1738		0.00	0.00	7.40	0	12854

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	32 di 61

 ➤ 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	505			0.00	0.00	2.59	0	0
Rinterro	g3		378		0.00	0.00	1.73	0	653
					0.00	0.00	5.18	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			387		0.00	0.00	2.59	0	1002

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	148	0	0.00	0.00	2.59	0	382
Rinterro	Inerzia		874				2.59	0	2264
	Sovraspinta		419				1.73	0	723
Rinterro [totale]			1293					0	2988
Sovr. acc. sul rilevato			387		0.00	0.00	2.59	0	1002
Totale generale			1828					0	4372

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	148	0.00	0.00	2.59	382	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	74	0	0	0.00	0.00	2.59	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	505	0	0	-0.97		9.95	0	-490
Muro frontale	g1	3130	0	0			3.68	0	0
Totale Permanenti		3635	0	0				0	-490
Rinterro	g3		2685	0			4.18	0	11222
Sovr. acc. sul rilevato			937	0			6.27	0	5872

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		148		-0.97	0.00	9.95	0	1469
Muro frontale	q6		915		0.00	0.00	3.68	0	3368
Rinterro	Inerzia		1709				6.27	0	10718
	Sovraspinta		2455				4.18	0	10262
Rinterro [totale]			4165					0	20980
Sovr. acc. sul rilevato			937				6.27	0	5872
Totale generale			6164					0	31690

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			148	-0.97	0.00	9.95	1469	0
Muro frontale	q6			915	0.00	0.00	3.68	3368	0
Rinterro					0.00	0.00	0.00	0	0
Totale generale				1063				4837	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	74			-0.97	0.00	9.95	0	-72
Muro frontale	q6	458			0.00	0.00	3.68	0	0
Totale generale		531						0	-72

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	505			0.18	0.00	12.20	0	91
Muro frontale	g1	3130			1.15	0.00	5.93	0	3599
Plinto	g1	10350			0.00	0.00	1.13	0	0
Muri andatori	g1	3654			-2.97	0.00	8.52	0	-10852
Totale Permanenti		17639						0	-7162
Rinterro	g3	5846			-2.97	0.00	8.52	0	-17363
Ricop. Plinto	g3	2641			2.97	0.00	2.75	0	7842
Sovr. acc. sul rilevato		1530			-2.97	0.00	14.79	0	-4543

* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni

Rinterro	g3		3734		-2.97	0.00	4.93	0	18411
Sovr. acc. sul rilevato			1105		0.00	0.00	7.40	0	8168

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	q _s		148		0.18	0.00	12.20	0	1802
Muro frontale	q _s		915		1.15	0.00	5.93	0	5427
Plinto	q _s		3026		0.00	0.00	1.13	0	3405
Muri andatori	q _s		1068		-2.97	0.00	8.52	0	9103
Rinterro	Inerzia		1709		-2.97	0.00	8.52	0	14564
	Sovraspinta		3415		-2.97	0.00	4.93	0	16837
Rinterro [totale]			5125				8.52	0	31401
Sovr. acc. sul rilevato			1105		-2.97		8.52	0	8168
Totale generale			11387						59305

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	q _s			148	0.18	0.00	12.20	1802	0
Muro frontale	q _s			915	1.15	0.00	5.93	5427	0
Plinto	q _s			3026	0.00	0.00	1.13	3405	0
Muri andatori	q _s			1068	-2.97	0.00	8.52	9103	0
Rinterro	Inerzia			1709	0.00		8.52	14564	0
	Sovraspinta			165			4.93	813	0
Rinterro [totale]				1874				15377	0
Sovr. acc. sul rilevato				1105	-2.97		14.79	16337	0
Totale generale				8136				51450	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	q _s	74			0.18	0.00	12.20	0.00	13
Muro frontale	q _s	458			1.15	0.00	5.93	0.00	526
Plinto	q _s	1513			0.00	0.00	1.13	0.00	0
Muri andatori	q _s	534			-2.97	0.00	8.52	0.00	-1587
Rinterro	q _s	855			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Ricop. Plinto	q _s	386			2.97	0.00	2.75	0.00	1147
Totale generale		3820						0.00	100

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.

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA ALLA BASE DEL PARAGHIAIA

	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - N max gr.1	505	1534	0	0	3306
A2 - SLU - MT max gr.1	505	1534	0	0	3306
A2 - SLU - ML max gr.1	505	1534	0	0	3306
A2 - SLU - N max gr.3	505	1534	0	0	3306
A2 - SLU - MT max gr.3	505	1534	0	0	3306
A2 - SLU - ML max gr.3	505	1534	0	0	3306
A2 - SLU - Vento ponte scarico	505	773	0	0	1336
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	505	761	0	0	1971
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	505	761	0	0	1971
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	505	761	0	0	1971
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	505	761	0	0	1971
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	505	761	0	0	1971
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	505	761	0	0	1971
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	505	0	0	0	0
A1 - SLU - N max gr.1	682	1775	0	0	3827
A1 - SLU - MT max gr.1	682	1775	0	0	3827
A1 - SLU - ML max gr.1	682	1775	0	0	3827
A1 - SLU - N max gr.3	682	1775	0	0	3827
A1 - SLU - MT max gr.3	682	1775	0	0	3827
A1 - SLU - ML max gr.3	682	1775	0	0	3827
A1 - SLU - Vento ponte scarico	682	892	0	0	1541
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	505	883	0	0	2286
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	505	883	0	0	2286
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	505	883	0	0	2286
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	505	883	0	0	2286
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	505	883	0	0	2286
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	505	883	0	0	2286
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	505	0	0	0	0
SLE rara - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
SLE rara - MT max gr.1	505	1204	0	0	2604
SLE rara - ML max gr.1	505	1204	0	0	2604
SLE rara - N max gr.3	505	1204	0	0	2604
SLE rara - MT max gr.3	505	1204	0	0	2604
SLE rara - ML max gr.3	505	1204	0	0	2604
SLE rara - Vento ponte scarico	505	1204	0	0	2604
SLE freq. - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
SLE freq. - MT max gr.1	505	1204	0	0	2604
SLE freq. - ML max gr.1	505	1204	0	0	2604
SLE freq. - N max gr.3	505	1204	0	0	2604
SLE freq. - MT max gr.3	505	1204	0	0	2604
SLE freq. - ML max gr.3	505	1204	0	0	2604
SLE freq. - Vento ponte scarico	505	595	0	0	1027
SLE quasi permanente	505	595	0	0	1027
SLV - N max	579	888	44	115	1864
SLV - MT max gr.1	527	888	148	382	1864
SLV - ML max gr.1	527	1896	44	115	4223
SLV - MT max gr.3	483	888	148	382	1864
SLV - ML max gr.3	483	1896	44	115	4223
SLV - N min	431	888	44	115	1864

Tabella 3 – Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia

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	12762	8309	731	7700	49012
A2 - SLU - MT max gr.1	12762	8309	731	7700	49012
A2 - SLU - ML max gr.1	12762	8309	731	7700	49012
A2 - SLU - N max gr.3	12762	9031	700	7356	56966
A2 - SLU - MT max gr.3	12762	9031	700	7356	56966
A2 - SLU - ML max gr.3	12762	9031	700	7356	56966
A2 - SLU - Vento ponte scarico	9375	5642	780	8323	26829
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	9642	2817	731	7700	24340
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	9642	2817	731	7700	24340
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	9642	2817	731	7700	24340
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	9642	3539	700	7356	32294
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	9642	3539	700	7356	32294
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	9642	3539	700	7356	32294
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	6255	151	780	8323	2157
A1 - SLU - N max gr.1	15974	9633	874	9133	57112
A1 - SLU - MT max gr.1	15974	9633	874	9133	57112
A1 - SLU - ML max gr.1	15974	9633	874	9133	57112
A1 - SLU - N max gr.3	15974	10472	838	8734	66352
A1 - SLU - MT max gr.3	15974	10472	838	8734	66352
A1 - SLU - ML max gr.3	15974	10472	838	8734	66352
A1 - SLU - Vento ponte scarico	12044	6540	929	9840	31380
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	10184	3296	874	9133	28311
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	10184	3296	874	9133	28311
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	10184	3296	874	9133	28311
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	10184	4135	838	8734	37551
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	10184	4135	838	8734	37551
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	10184	4135	838	8734	37551
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	6255	151	877	9417	2157
SLE rara - N max gr.1	11365	6508	602	6259	38882
SLE rara - MT max gr.1	11365	6508	602	6259	38882
SLE rara - ML max gr.1	11365	6508	602	6259	38882
SLE rara - N max gr.3	11365	7086	577	5984	45245
SLE rara - MT max gr.3	11365	7086	577	5984	45245
SLE rara - ML max gr.3	11365	7086	577	5984	45245
SLE rara - Vento ponte scarico	8655	5849	635	6680	30376
SLE freq. - N max gr.1	10823	6376	256	2401	37181
SLE freq. - MT max gr.1	10823	6376	256	2401	37181
SLE freq. - ML max gr.1	10823	6376	256	2401	37181
SLE freq. - N max gr.3	10823	6839	236	2181	42272
SLE freq. - MT max gr.3	10823	6839	236	2181	42272
SLE freq. - ML max gr.3	10823	6839	236	2181	42272
SLE freq. - Vento ponte scarico	8655	4375	393	3943	21136
SLE quasi permanente	8655	4375	151	1206	21136
SLV - N max	10541	5739	908	7489	36621
SLV - MT max gr.1	9600	5739	2791	22834	36358
SLV - ML max gr.1	9600	11675	908	7483	78360
SLV - MT max gr.3	8794	5739	2791	22829	36133
SLV - ML max gr.3	8794	11675	908	7478	78135
SLV - N min	7852	5739	908	7472	35870

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.

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	38 di 61

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	39711	10787	731	9346	56197
A2 - SLU - MT max gr.1	39711	10787	731	9346	56197
A2 - SLU - ML max gr.1	39711	10787	731	9346	56197
A2 - SLU - N max gr.3	39711	11509	700	8931	65778
A2 - SLU - MT max gr.3	39711	11509	700	8931	65778
A2 - SLU - ML max gr.3	39711	11509	700	8931	65778
A2 - SLU - Vento ponte scarico	34411	7790	780	10077	29427
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	25558	3147	731	9346	25608
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	25558	3147	731	9346	25608
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	25558	3147	731	9346	25608
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	25558	3870	700	8931	35188
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	25558	3870	700	8931	35188
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	25558	3870	700	8931	35188
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	20259	151	780	10077	-1163
A1 - SLU - N max gr.1	49827	12494	874	11100	64780
A1 - SLU - MT max gr.1	49827	12494	874	11100	64780
A1 - SLU - ML max gr.1	49827	12494	874	11100	64780
A1 - SLU - N max gr.3	49827	13334	838	10620	75908
A1 - SLU - MT max gr.3	49827	13334	838	10620	75908
A1 - SLU - ML max gr.3	49827	13334	838	10620	75908
A1 - SLU - Vento ponte scarico	43679	9018	929	11931	33726
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	26406	3680	874	11100	30432
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	26406	3680	874	11100	30432
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	26406	3680	874	11100	30432
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	26406	4519	838	10620	41560
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	26406	4519	838	10620	41560
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	26406	4519	838	10620	41560
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	20259	151	877	11390	-1163
SLE rara - N max gr.1	35385	8425	602	7614	43784
SLE rara - MT max gr.1	35385	8425	602	7614	43784
SLE rara - ML max gr.1	35385	8425	602	7614	43784
SLE rara - N max gr.3	35385	9003	577	7283	51448
SLE rara - MT max gr.3	35385	9003	577	7283	51448
SLE rara - ML max gr.3	35385	9003	577	7283	51448
SLE rara - Vento ponte scarico	32675	7765	635	8108	30679
SLE freq.- N max gr.1	34843	8293	256	2976	41163
SLE freq.- MT max gr.1	34843	8293	256	2976	41163
SLE freq.- ML max gr.1	34843	8293	256	2976	41163
SLE freq.- N max gr.3	34843	8755	236	2711	47294
SLE freq.- MT max gr.3	34843	8755	236	2711	47294
SLE freq.- ML max gr.3	34843	8755	236	2711	47294
SLE freq.- Vento ponte scarico	31145	6027	393	4827	22368
SLE quasi permanente	31145	6027	151	1545	22368
SLV - N max	36626	8339	2765	18879	45188
SLV - MT max gr.1	33383	8339	8981	60265	44151
SLV - ML max gr.1	33383	17813	2765	18873	108999
SLV - MT max gr.3	30603	8339	8981	60260	43262
SLV - ML max gr.3	30603	17813	2765	18867	108110
SLV - N min	27361	8339	2765	18862	42224

Tabella 5 – Sollecitazioni ad intradossso del baricentro fondazione

4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

<i>SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</i>								
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
Al - SLU - N max gr.1	49827	12494	874	11100	64780	6198	2106	1044
Al - SLU - MT max gr.1	49827	12494	874	11100	64780	6198	2106	1044
Al - SLU - ML max gr.1	49827	12494	874	11100	64780	6198	2106	1044
Al - SLU - N max gr.3	49827	13334	838	10620	75908	6497	1808	1113
Al - SLU - MT max gr.3	49827	13334	838	10620	75908	6497	1808	1113
Al - SLU - ML max gr.3	49827	13334	838	10620	75908	6497	1808	1113
Al - SLU - Vento ponte scarico	43679	9018	929	11931	33726	4842	2438	755
Al - SLU Gmin - N max gr.1	26406	3680	874	11100	30432	3293	1109	315
Al - SLU Gmin - MT max gr.1	26406	3680	874	11100	30432	3293	1109	315
Al - SLU Gmin - ML max gr.1	26406	3680	874	11100	30432	3293	1109	315
Al - SLU Gmin - N max gr.3	26406	4519	838	10620	41560	3591	810	383
Al - SLU Gmin - MT max gr.3	26406	4519	838	10620	41560	3591	810	383
Al - SLU Gmin - ML max gr.3	26406	4519	838	10620	41560	3591	810	383
Al - SLU Gmin - Vento ponte scarico	20259	151	877	11390	-1163	1974	1403	74

Tabella 6 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLU

<i>SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</i>								
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	36626	8339	2765	18879	45188	4727	1377	732
SLV - MT max gr.1	33383	8339	8981	60265	44151	5348	216	1021
SLV - ML max gr.1	33383	17813	2765	18873	108999	6229	-665	1502
SLV - MT max gr.3	30603	8339	8981	60260	43262	5091	9	1021
SLV - ML max gr.3	30603	17813	2765	18867	108110	5973	-872	1502
SLV - N min	27361	8339	2765	18862	42224	3872	688	732

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

<i>SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA</i>								
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	35385	8425	602	7614	43784	4878	1225	704
SLE rara - MT max gr.1	35385	8425	602	7614	43784	4878	1225	704
SLE rara - ML max gr.1	35385	8425	602	7614	43784	4878	1225	704
SLE rara - N max gr.3	35385	9003	577	7283	51448	5148	945	752
SLE rara - MT max gr.3	35385	9003	577	7283	51448	5148	945	752
SLE rara - ML max gr.3	35385	9003	577	7283	51448	5148	945	752
SLE rara - Vento ponte scarico	32675	7765	635	8108	30679	4187	1477	649

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	505	1534	0	0	3306
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	505	1534	0	0	3306
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	505	1534	0	0	3306
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	505	1534	0	0	3306
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	505	1534	0	0	3306
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	682	1775	0	0	3827
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	682	1775	0	0	3827
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	682	1775	0	0	3827
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	682	1775	0	0	3827
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	682	1775	0	0	3827
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
	Tx,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
	Ty,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
	Mxx _{max}	SLE freq. - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
	Myy _{max}	SLE freq. - N max gr.1	505	1204	0	0	2604
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	505	595	0	0	1027
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	579	888	44	115	1864
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	527	1896	44	115	4223
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	527	888	148	382	1864
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	527	888	148	382	1864
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	527	1896	44	115	4223

**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	12762	8309	731	7700	49012
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	12762	9031	700	7356	56966
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	9375	5642	780	8323	26829
	Mxx _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	9375	5642	780	8323	26829
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	12762	9031	700	7356	56966
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	15974	9633	874	9133	57112
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	15974	10472	838	8734	66352
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	12044	6540	929	9840	31380
	Mxx _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	12044	6540	929	9840	31380
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	15974	10472	838	8734	66352
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	11365	6508	602	6259	38882
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	11365	7086	577	5984	45245
	Ty,A _{max}	SLE rara - Vento ponte scarico	8655	5849	635	6680	30376
	Mxx _{max}	SLE rara - Vento ponte scarico	8655	5849	635	6680	30376
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	11365	7086	577	5984	45245
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	10823	6376	256	2401	37181
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	10823	6839	236	2181	42272
	Ty,A _{max}	SLE freq.- Vento ponte scarico	8655	4375	393	3943	21136
	Mxx _{max}	SLE freq.- Vento ponte scarico	8655	4375	393	3943	21136
	Myy _{max}	SLE freq.- N max gr.3	10823	6839	236	2181	42272
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	8655	4375	151	1206	21136
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	10541	5739	908	7489	36621
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	9600	11675	908	7483	78360
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	9600	5739	2791	22834	36358
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	9600	5739	2791	22834	36358
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	9600	11675	908	7483	78360

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
RS3E 50 D 09 CL VI 21 04 001 A 42 di 61

**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	39711	10787	731	9346	56197
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	39711	11509	700	8931	65778
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	34411	7790	780	10077	29427
	Mxx _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	34411	7790	780	10077	29427
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	39711	11509	700	8931	65778
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	49827	12494	874	11100	64780
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	49827	13334	838	10620	75908
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	43679	9018	929	11931	33726
	Mxx _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	43679	9018	929	11931	33726
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	49827	13334	838	10620	75908
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	35385	8425	602	7614	43784
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	35385	9003	577	7283	51448
	Ty,A _{max}	SLE rara - Vento ponte scarico	32675	7765	635	8108	30679
	Mxx _{max}	SLE rara - Vento ponte scarico	32675	7765	635	8108	30679
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	35385	9003	577	7283	51448
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	34843	8293	256	2976	41163
	Tx,A _{max}	SLE freq. - N max gr.3	34843	8755	236	2711	47294
	Ty,A _{max}	SLE freq. - Vento ponte scarico	31145	6027	393	4827	22368
	Mxx _{max}	SLE freq. - Vento ponte scarico	31145	6027	393	4827	22368
	Myy _{max}	SLE freq. - N max gr.3	34843	8755	236	2711	47294
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	31145	6027	151	1545	22368
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	36626	8339	2765	18879	45188
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	33383	17813	2765	18873	108999
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	33383	8339	8981	60265	44151
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	33383	8339	8981	60265	44151
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	33383	17813	2765	18873	108999

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 75x600 cm

Armatura verticale

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

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

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 16/20$

$A'_s = \phi 14/20$

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
Classe Conglomerato:	C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	44 di 61

2	0.0	600.0
3	75.0	600.0
4	75.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	8.6	8.6	24
2	8.6	591.4	24
3	66.4	591.4	24
4	66.4	8.6	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	58	24
2	3	4	29	20

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	682.00	0.00	3827.00	0.00	1775.00
2	682.00	0.00	3827.00	0.00	1775.00
3	682.00	0.00	3827.00	0.00	1775.00
4	682.00	0.00	3827.00	0.00	1775.00
5	682.00	0.00	3827.00	0.00	1775.00
6	579.00	115.00	1864.00	44.00	888.00
7	527.00	115.00	4223.00	44.00	1896.00
8	527.00	382.00	1864.00	148.00	888.00
9	527.00	382.00	1864.00	148.00	888.00
10	527.00	115.00	4223.00	44.00	1896.00

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	505.00	0.00	2604.00
2	505.00	0.00	2604.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	45 di 61

3	505.00	0.00	2604.00
4	505.00	0.00	2604.00
5	505.00	0.00	2604.00

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	505.00	0.00 (0.00)	2604.00 (2261.20)
2	505.00	0.00 (0.00)	2604.00 (2261.20)
3	505.00	0.00 (0.00)	2604.00 (2261.20)
4	505.00	0.00 (0.00)	2604.00 (2261.20)
5	505.00	0.00 (0.00)	2604.00 (2261.20)

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	505.00	0.00 (0.00)	1027.00 (2351.67)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.5 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
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 Tesa	Area armature trave [cm ²] 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	682.00	0.00	3827.00	682.03	0.00	6741.14	1.76	271.4(80.6)
2	S	682.00	0.00	3827.00	682.03	0.00	6741.14	1.76	271.4(80.6)
3	S	682.00	0.00	3827.00	682.03	0.00	6741.14	1.76	271.4(80.6)
4	S	682.00	0.00	3827.00	682.03	0.00	6741.14	1.76	271.4(80.6)
5	S	682.00	0.00	3827.00	682.03	0.00	6741.14	1.76	271.4(80.6)
6	S	579.00	115.00	1864.00	578.93	405.17	6716.09	3.59	271.4(80.6)
7	S	527.00	115.00	4223.00	527.02	199.36	6706.47	1.59	271.4(80.6)
8	S	527.00	382.00	1864.00	526.85	1397.74	6693.47	3.58	271.4(80.6)
9	S	527.00	382.00	1864.00	526.85	1397.74	6693.47	3.58	271.4(80.6)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	46 di 61

10	S	527.00	115.00	4223.00	527.02	199.36	6706.47	1.59	271.4(80.6)
----	---	--------	--------	---------	--------	--------	---------	------	-------------

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	0.163	75.0	600.0	0.00072	66.4	591.4	-0.01800	8.6	8.6
2	0.00350	0.163	75.0	600.0	0.00072	66.4	591.4	-0.01800	8.6	8.6
3	0.00350	0.163	75.0	600.0	0.00072	66.4	591.4	-0.01800	8.6	8.6
4	0.00350	0.163	75.0	600.0	0.00072	66.4	591.4	-0.01800	8.6	8.6
5	0.00350	0.163	75.0	600.0	0.00072	66.4	591.4	-0.01800	8.6	8.6
6	0.00350	0.163	75.0	600.0	0.00074	66.4	591.4	-0.01793	8.6	8.6
7	0.00350	0.162	75.0	600.0	0.00071	66.4	591.4	-0.01812	8.6	8.6
8	0.00350	0.172	75.0	600.0	0.00091	66.4	591.4	-0.01690	8.6	8.6
9	0.00350	0.172	75.0	600.0	0.00091	66.4	591.4	-0.01690	8.6	8.6
10	0.00350	0.162	75.0	600.0	0.00071	66.4	591.4	-0.01812	8.6	8.6

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	0.000323743	0.000000000	-0.020780747	0.163	0.700
2	0.000323743	0.000000000	-0.020780747	0.163	0.700
3	0.000323743	0.000000000	-0.020780747	0.163	0.700
4	0.000323743	0.000000000	-0.020780747	0.163	0.700
5	0.000323743	0.000000000	-0.020780747	0.163	0.700
6	0.000321133	0.000000173	-0.020688883	0.163	0.700
7	0.000324264	0.000000145	-0.020907058	0.162	0.700
8	0.000300389	0.000000769	-0.019490394	0.172	0.700
9	0.000300389	0.000000769	-0.019490394	0.172	0.700
10	0.000324264	0.000000145	-0.020907058	0.162	0.700

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	1775.00	2184.66	66.4	600.0	0.0068	0.15
2	S	1775.00	2184.66	66.4	600.0	0.0068	0.15
3	S	1775.00	2184.66	66.4	600.0	0.0068	0.15
4	S	1775.00	2184.66	66.4	600.0	0.0068	0.15
5	S	1775.00	2184.66	66.4	600.0	0.0068	0.15

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	47 di 61

6	S	888.02	2171.08	66.4	600.0	0.0068	0.13
7	S	1896.02	2164.16	66.4	600.0	0.0068	0.12
8	S	888.38	2164.55	66.4	600.2	0.0068	0.12
9	S	888.38	2164.55	66.4	600.2	0.0068	0.12
10	S	1896.02	2164.16	66.4	600.0	0.0068	0.12

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 [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] 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	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4
2	S	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4
3	S	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4
4	S	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4
5	S	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20
2	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20
3	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20
4	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20
5	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20

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	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4
2	S	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4
3	S	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4
4	S	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4
5	S	5.80	75.0	600.0	-155.0	8.6	38.2	10200	271.4

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE							COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
							RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	48 di 61
1	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20	
2	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20	
3	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20	
4	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20	
5	S	-0.00093	0	0.500	24.0	74	0.00046 (0.00046)	405	0.188 (0.20)	0.00	2261.20	

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.34	75.0	0.0	-56.1	8.6	581.5	9900	271.4

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	-0.00034	0	0.500	24.0	74	0.00017 (0.00017)	400	0.067 (0.20)	0.00	2351.67

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 270x600 cm

Armatura verticale

$$A_s = \phi 26/10 + \phi 26/10 + \phi 26/10 \text{ (lato controterra)}$$

$$A'_s = \phi 26/10 + \phi 26/10 \text{ (lato esterno)}$$

Armatura orizzontale

$$A_s = \phi 20/20 + \phi 20/20 + \phi 20/20 \text{ (lato controterra)}$$

$$A'_s = \phi 20/20 + \phi 20/20 \text{ (lato esterno)}$$

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	49 di 61

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	600.0
3	270.0	600.0
4	270.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	8.8	8.8	26
2	8.8	591.2	26
3	261.2	591.2	26
4	261.2	8.8	26
5	13.5	590.9	26
6	13.5	9.1	26
7	19.0	590.9	26
8	19.0	9.1	26
9	255.0	9.1	26
10	255.0	590.9	26

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	59	26
2	3	4	59	26
3	5	6	59	26
4	7	8	59	26
5	9	10	59	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
Passo staffe: 2.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	50 di 61

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	15974.00	9133.00	57112.00	874.00	9633.00
2	15974.00	8734.00	66352.00	838.00	10472.00
3	12044.00	9840.00	31380.00	929.00	6540.00
4	12044.00	9840.00	31380.00	929.00	6540.00
5	15974.00	8734.00	66352.00	838.00	10472.00
6	10541.00	7489.00	36621.00	908.00	5739.00
7	9600.00	7483.00	78360.00	908.00	11675.00
8	9600.00	22834.00	36358.00	2791.00	5739.00
9	9600.00	22834.00	36358.00	2791.00	5739.00
10	9600.00	7483.00	78360.00	908.00	11675.00

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	11365.00	6259.00	38882.00
2	11365.00	5984.00	45245.00
3	8655.00	6680.00	30376.00
4	8655.00	6680.00	30376.00
5	11365.00	5984.00	45245.00

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	10823.00	2401.00 (2304.11)	37181.00 (35680.54)
2	10823.00	2181.00 (1818.38)	42272.00 (35243.63)
3	8655.00	3943.00 (6612.82)	21136.00 (35447.28)
4	8655.00	3943.00 (6612.82)	21136.00 (35447.28)
5	10823.00	2181.00 (1818.38)	42272.00 (35243.63)

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		

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	51 di 61

N°Comb.	N	Mx	My
1	8655.00	1206.00 (2197.92)	21136.00 (38520.10)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.5 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.1 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.7 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
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 [cm ²]. [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	15974.00	9133.00	57112.00	15974.07	18234.17	111395.39	1.941619.3(486.0)	
2	S	15974.00	8734.00	66352.00	15973.83	14503.68	111617.53	1.681619.3(486.0)	
3	S	12044.00	9840.00	31380.00	12044.11	32910.62	106089.06	3.341619.3(486.0)	
4	S	12044.00	9840.00	31380.00	12044.11	32910.62	106089.06	3.341619.3(486.0)	
5	S	15974.00	8734.00	66352.00	15973.83	14503.68	111617.53	1.681619.3(486.0)	
6	S	10541.00	7489.00	36621.00	10541.01	21659.08	105249.00	2.851619.3(486.0)	
7	S	9600.00	7483.00	78360.00	9600.12	9484.25	104751.16	1.331619.3(486.0)	
8	S	9600.00	22834.00	36358.00	9599.98	62653.77	100116.95	2.741619.3(486.0)	
9	S	9600.00	22834.00	36358.00	9599.98	62653.77	100116.95	2.741619.3(486.0)	
10	S	9600.00	7483.00	78360.00	9600.12	9484.25	104751.16	1.331619.3(486.0)	

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	270.0	600.0	0.00284	261.2	591.2	-0.01684	8.8	8.8
2	0.00350	270.0	600.0	0.00280	261.2	591.2	-0.01807	8.8	8.8
3	0.00350	270.0	600.0	0.00294	261.2	591.2	-0.01441	8.8	8.8
4	0.00350	270.0	600.0	0.00294	261.2	591.2	-0.01441	8.8	8.8
5	0.00350	270.0	600.0	0.00280	261.2	591.2	-0.01807	8.8	8.8
6	0.00350	270.0	600.0	0.00280	261.2	591.2	-0.01821	8.8	8.8
7	0.00350	270.0	600.0	0.00259	261.2	591.2	-0.02416	8.8	8.8
8	0.00350	270.0	600.0	0.00311	261.2	591.2	-0.01013	8.8	8.8
9	0.00350	270.0	600.0	0.00311	261.2	591.2	-0.01013	8.8	8.8
10	0.00350	270.0	600.0	0.00259	261.2	591.2	-0.02416	8.8	8.8

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	52 di 61

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	0.000071902	0.000002630	-0.017491681	----	----
2	0.000077475	0.000002247	-0.018766648	----	----
3	0.000059605	0.000003959	-0.014968802	----	----
4	0.000059605	0.000003959	-0.014968802	----	----
5	0.000077475	0.000002247	-0.018766648	----	----
6	0.000076238	0.000003045	-0.018911399	----	----
7	0.000102157	0.000001655	-0.025075433	----	----
8	0.000038652	0.000005980	-0.010523896	----	----
9	0.000038652	0.000005980	-0.010523896	----	----
10	0.000102157	0.000001655	-0.025075433	----	----

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

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	9658.51	50073.00	12076.00	245.6	597.7	2.500	1.052	40.2	50.3(0.0)
2	S	10491.90	50187.55	12105.87	246.2	597.6	2.500	1.052	43.6	50.3(0.0)
3	S	6587.19	49165.70	12041.26	244.9	595.8	2.500	1.040	27.5	50.3(0.0)
4	S	6587.19	49165.70	12041.26	244.9	595.8	2.500	1.040	27.5	50.3(0.0)
5	S	10491.90	50187.55	12105.87	246.2	597.6	2.500	1.052	43.6	50.3(0.0)
6	S	5770.67	49482.61	12148.74	247.1	597.2	2.500	1.035	23.9	50.3(0.0)
7	S	11688.18	49876.46	12253.15	249.2	598.6	2.500	1.032	47.9	50.3(0.0)
8	S	6098.23	47851.77	11963.23	243.3	588.2	2.500	1.032	25.6	50.3(0.0)
9	S	6098.23	47851.77	11963.23	243.3	588.2	2.500	1.032	25.6	50.3(0.0)
10	S	11688.18	49876.46	12253.15	249.2	598.6	2.500	1.032	47.9	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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	53 di 61

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.48	270.0	600.0	-137.6	8.8	8.8	21950	971.6
2	S	7.33	270.0	600.0	-165.8	8.8	8.8	22139	971.6
3	S	5.26	270.0	600.0	-111.7	8.8	8.8	20963	971.6
4	S	5.26	270.0	600.0	-111.7	8.8	8.8	20963	971.6
5	S	7.33	270.0	600.0	-165.8	8.8	8.8	22139	971.6

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 Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa

e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]

sr max Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]

wk 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	-0.00073	0	0.500	26.0	75	0.00042 (0.00041)	355	0.150 (0.20)	5423.29	33690.40
2	S	-0.00087	0	0.500	26.0	75	0.00056 (0.00050)	356	0.200 (0.20)	4430.01	33495.32
3	S	-0.00059	0	0.500	26.0	75	0.00034 (0.00034)	350	0.117 (0.20)	7133.77	32439.44
4	S	-0.00059	0	0.500	26.0	75	0.00034 (0.00034)	350	0.117 (0.20)	7133.77	32439.44
5	S	-0.00087	0	0.500	26.0	75	0.00056 (0.00050)	356	0.200 (0.20)	4430.01	33495.32

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	5.79	270.0	600.0	-125.6	8.8	8.8	22139	971.6
2	S	6.46	270.0	600.0	-148.0	8.8	8.8	22135	971.6
3	S	3.65	270.0	600.0	-65.6	8.8	8.8	20865	971.6
4	S	3.65	270.0	600.0	-65.6	8.8	8.8	20865	971.6
5	S	6.46	270.0	600.0	-148.0	8.8	8.8	22135	971.6

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	-0.00066	0	0.500	26.0	75	0.00038 (0.00038)	356	0.134 (0.20)	2304.11	35680.54
2	S	-0.00078	0	0.500	26.0	75	0.00047 (0.00044)	356	0.168 (0.20)	1818.38	35243.63
3	S	-0.00035	0	0.500	26.0	75	0.00020 (0.00020)	350	0.069 (0.20)	6612.82	35447.28
4	S	-0.00035	0	0.500	26.0	75	0.00020 (0.00020)	350	0.069 (0.20)	6612.82	35447.28
5	S	-0.00078	0	0.500	26.0	75	0.00047 (0.00044)	356	0.168 (0.20)	1818.38	35243.63

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	3.36	270.0	600.0	-61.1	8.8	8.8	22139	971.6

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	54 di 61

1 S -0.00032 0 0.500 26.0 75 0.00018 (0.00018) 356 0.065 (0.20) 2197.92 38520.10

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 :

$$N_{\max} = 6497\text{kN (CC. SLU)}$$

$$T_{\max} = 1113\text{kN (CC. SLV)}$$

$$N_{\max} = 6229\text{kN (CC. SLV)}$$

$$T_{\max} = 1502\text{kN (CC. SLV)}$$

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.

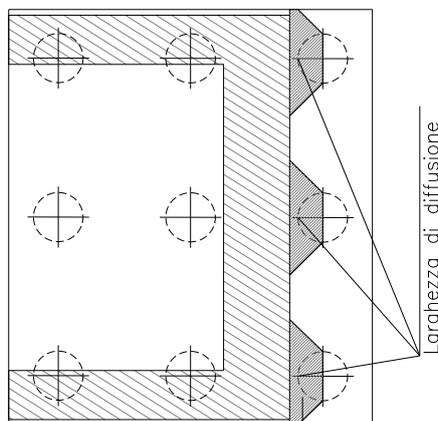
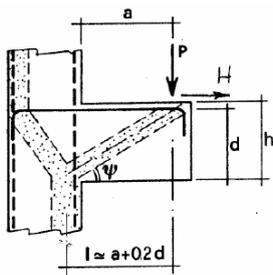


Figura 3 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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 PUNTONI.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	56 di 61

Dati di progetto

$b(m) =$	3.30	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	6497.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	1113.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	1.10	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	2.25	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	2.15	m	altezza utile
$l(m) =$	1.53	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	0.79		$\lambda = ctg\psi \approx l/(0,9d)$

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	$nb\ tot\ 1 =$	33.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	14928.84	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	14928.84
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	$nb\ tot\ 2 =$	33.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	14928.84	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	14928.84
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

$\Psi =$	0.902	rad	$=$	51.67	$^{\circ}$
$P_{RS} =$	13357.0	KN		PRs > PE _d - Verifica Soddisfatta	
$P_{RC} =$	24622.0	KN		PRc > PRs - Verifica Soddisfatta	

4.9.4 Palo di fondazione $L=28.0$

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

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 3.55 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

$$N_{\max} = 6497 \text{ kN} \quad T = 1113 \text{ kN} \quad M = 1113 * 3.55 = 3952 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = -872 \text{ kN} \quad T = 1502 \text{ kN} \quad M = 1502 * 3.55 = 5333 \text{ kNm}$$

$$N = -872 \text{ kN} \quad T = 1502 \text{ kN} \quad M_{\max} = 1502 * 3.55 = 5333 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

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

$A_s = 40+40 \phi 26$ staffe $\phi 14/15$

La lunghezza del palo è pari a $L = 28.00\text{m}$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30	
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	7.080	MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020	
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	137.50	daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.00	MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.00	MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.30	MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.30	MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068	
Modulo Elastico Ef		2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	58 di 61

Y centro circ.: 0.0 cm

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	66.0	40	26
2	0.0	0.0	61.5	40	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	6497.00	3952.00	0.00	1113.00	0.00
2	810.00	3952.00	0.00	1113.00	0.00
3	6229.00	5333.00	0.00	1502.00	0.00
4	-872.00	5333.00	0.00	1502.00	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	5148.00	2669.00	0.00
2	945.00	2669.00	0.00

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

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

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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	59 di 61
1	4765.00	2591.00 (2100.89)	0.00 (0.00)			
2	1115.00	2591.00 (1418.71)	0.00 (0.00)			

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.7	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	1.9	cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.3	cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls. (positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm ²]. [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	6497.00	3952.00	0.00	6497.27	9702.42	0.00	2.46	424.7(53.0)
2	S	810.00	3952.00	0.00	809.85	8606.55	0.00	2.18	424.7(53.0)
3	S	6229.00	5333.00	0.00	6229.01	9670.19	0.00	1.81	424.7(53.0)
4	S	-872.00	5333.00	0.00	-871.88	8099.61	0.00	1.52	424.7(53.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	75.0	0.00302	0.0	66.0	-0.00395	0.0	-66.0
2	0.00350	0.0	75.0	0.00286	0.0	66.0	-0.00649	0.0	-66.0
3	0.00350	0.0	75.0	0.00302	0.0	66.0	-0.00404	0.0	-66.0
4	0.00350	0.0	75.0	0.00279	0.0	66.0	-0.00761	0.0	-66.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000052847	-0.000463490	----	----
2	0.000000000	0.000070848	-0.001813621	----	----
3	0.000000000	0.000053501	-0.000512538	----	----
4	0.000000000	0.000078784	-0.002408795	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	60 di 61

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

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = proiezione 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 =lunghezza legatura/proiezione sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1113.00	4058.52	3759.84	96.9	137.2	2.500	1.250	11.7	39.7(0.0)
2	S	1113.00	3534.08	4053.11	104.5	134.2	2.500	1.032	10.9	39.7(0.0)
3	S	1502.00	4069.67	3771.42	97.2	137.3	2.500	1.249	15.8	39.7(0.0)
4	S	1502.00	3442.26	4158.04	107.2	131.5	2.500	1.000	14.3	39.7(0.0)

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

Ver S = comb. verificata / N = comb. non verificata
 Sc max Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
 Xc max, Yc max Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
 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	8.20	0.0	0.0	-62.6	0.0	-66.0	1297	63.7
2	S	7.55	0.0	0.0	-150.9	0.0	-66.0	2517	106.2

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 Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]
 wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr_{max} * (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00037	0	0.500	26.0	77	0.00019 (0.00019)	352	0.066 (0.20)	2167.29	0.00
2	S	-0.00084	0	0.500	26.0	77	0.00052 (0.00045)	367	0.192 (0.20)	1394.20	0.00

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 21 04 001	A	61 di 61

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	7.92	0.0	0.0	-64.6	0.0	-66.0	1345	63.7
2	S	7.37	0.0	0.0	-141.6	0.0	-66.0	2457	106.2

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00038	0	0.500	26.0	77	0.00019 (0.00019)	355	0.069 (0.20)	2100.89	0.00
2	S	-0.00079	0	0.500	26.0	77	0.00048 (0.00042)	364	0.175 (0.20)	1418.71	0.00