

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMO

NUOVO COLLEGAMENTO PALERMO – CATANIA

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

TRATTA DITTAINO – CATENANUOVA

VI10 (ex VI02) - Doppio Binario

Relazione di calcolo Spalle

SCALA:

-

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

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

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. Data
A	Emissione Esecutiva	Abbasiano	Novembre 2019	A. Ferri	Novembre 2019	F. Sparacino	Novembre 2019	Vitizzi Novembre 2019

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

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.1.1	<i>Aspetti legati alle opere di fondazione</i>	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
2.1	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	7
3	MATERIALI	8
3.1	VERIFICA S.L.E.	9
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	9
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	9
4	ANALISI E VERIFICHE SPALLA.....	11
4.1	GENERALITÀ	11
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE.....	11
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO.....	11
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	15
4.5	GEOMETRIA DELLA SPALLA	15
4.6	ANALISI DEI CARICHI.....	18
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	18
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	18
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	20
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	21
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i>	22
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	22
4.6.7	<i>Spinta statica del terrapieno</i>	23
4.6.8	<i>Sovraccarico sul terrapieno</i>	23
4.6.9	<i>Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche</i>	25
4.6.10	<i>Azione sismica</i>	25

4.6.11	<i>Incremento di spinta del terrapieno</i>	30
4.6.12	<i>Inerzie strutturali</i>	30
4.6.13	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	31
4.6.14	<i>Riepilogo risultati</i>	31
4.7	SOLLECITAZIONI	36
4.7.1	<i>Muro paraghiaia</i>	36
4.7.2	<i>Muro frontale</i>	37
4.7.3	<i>Plinto di fondazione</i>	38
4.8	PALI DI FONDAZIONE	40
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	41
4.9.1	<i>Paraghiaia</i>	43
4.9.2	<i>Muro frontale</i>	49
4.9.3	<i>Zattera di fondazione</i>	55
4.9.4	<i>Palo di fondazione L=24.0m</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 **VI10** 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 VI10 attraversa un corso d'acqua maggiore ed affianca la linea storica, sulla quale è previsto il rifacimento del ponte esistente con un nuovo ponte di luce 17.90m (VI22).

Il viadotto è previsto a doppio binario, per ospitare il binario dispari del lotto 5A, esso si estende dal km 1+392.60 (asse giunto spalla A) al km 1+483.20 per uno sviluppo complessivo di 90.13m ed è costituito da 3 campate isostatiche di luce rispettivamente 25m, 40m e 25m (asse pila-asse pila/ asse pila-asse giunto spalla).

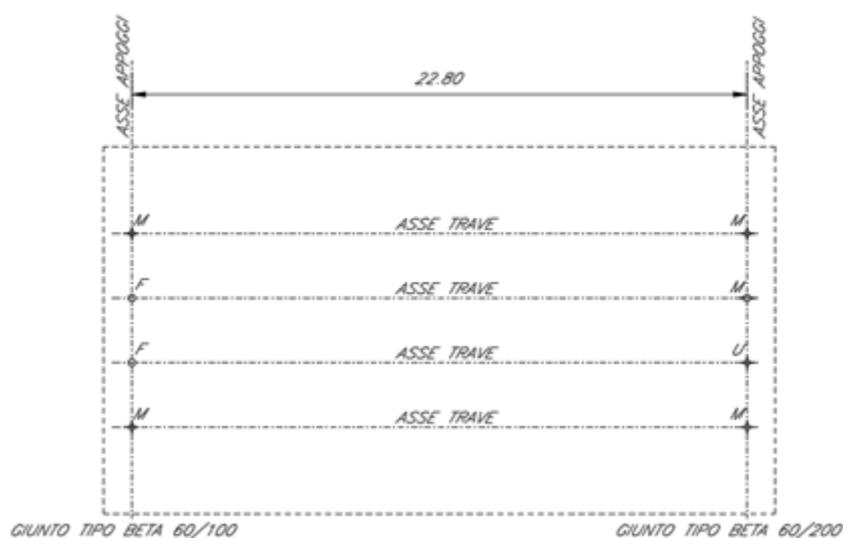
Le campate da 25 m sono realizzate in c.a.p., mentre la campata di scavalco del corso d'acqua di luce 40m è prevista in sezione mista acciaio-clc.

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 pile, in c.a., presentano un fusto a sezione rettangolare cava costante su tutta l'altezza di dimensioni esterne pari a 3,40mx11,90m con raccordi circolari.

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

La larghezza dell'impalcato fuori tutto è pari a 13.90m essendo variabile l'interasse tra i binari del lotto 5B e 5A.



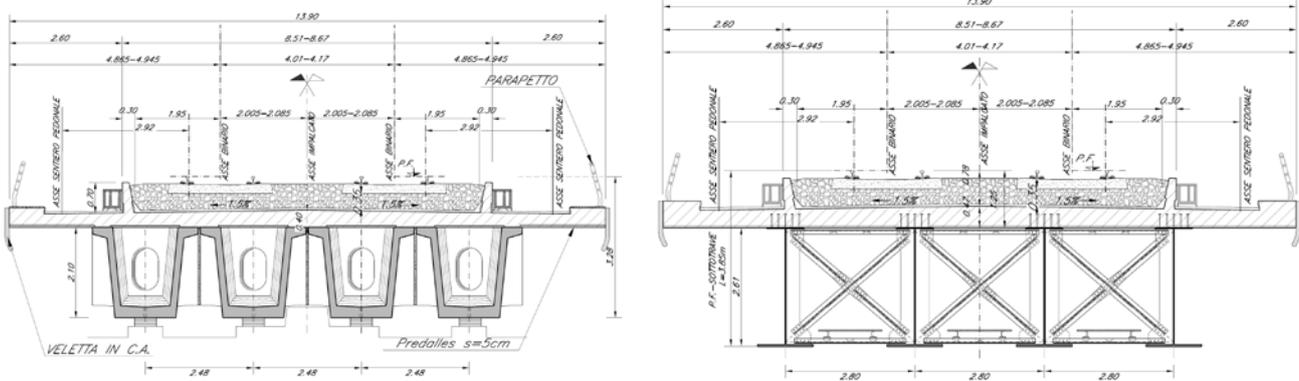
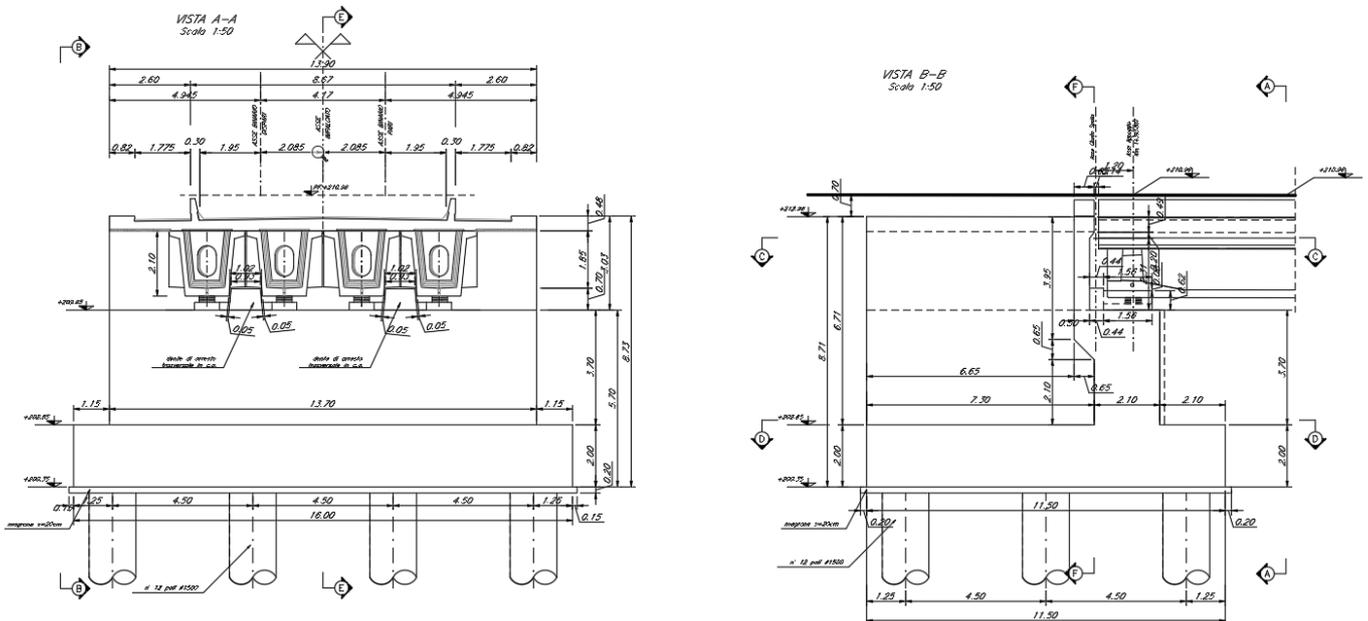


Figura 1 - Sezione trasversale

1.1.1 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni del viadotto *VI10*, sono previste su pali in c.a. di grande diametro $\Phi 1500$, sia per le pile che per le spalle. La quota d'imposta dei plinti di fondazione delle pile è dettata dalle verifiche idrauliche di scalzamento e per la profondità da raggiungere, per la pila P1 sono previste opere provvisorie a sostegno delle pareti di scavo.



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 - RS3E50D09RBVI1003001A*
- *Analisi risposta sismica locale - RS3E50D09RBVI1003002A*

3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

➤ Calcestruzzo magro e getto di livellamento

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

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

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

➤ Calcestruzzo fondazioni armate

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- TIPO CEMENTO CEM III±V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.60
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO MINIMO = 40mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

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

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- TIPO CEMENTO CEM III±V
- RAPPORTO A/C : ≤ 0.50
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4
- COPRIFERRO MINIMO = 50mm
- DIAMETRO INERTI : 25 mm

➤ Acciaio ordinario per calcestruzzo armato

IN BARRE E RETI ELETTROSALDATE

B450C saldabile che presenta le seguenti caratteristiche :

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

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

3.1 Verifica S.L.E.

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

3.1.1 Verifiche alle tensioni

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

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

Per le armature ordinarie, la massima tensione di trazione sotto la combinazione di carico caratteristica (rara) non deve superare $0.75 f_{yk}$

3.1.2 Verifiche a fessurazione

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

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

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

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

Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

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

Risultando:

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

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

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

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

Per strutture in condizioni ambientali aggressive o molto aggressive, qual è il caso delle strutture in esame così come identificate nel DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture, l’apertura convenzionale delle fessure dovrà risultare:

– Combinazione Caratteristica (Rara) $\delta_f \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

Riguardo infine il valore di calcolo delle fessure da confrontare con i valori limite fissati dalla norma, si è utilizzata la procedura riportata al C4.1.2.2.4.5 della Circolare n. 617/09.

4 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

4.1 Generalità

La spalla presentano una configurazione a paramento di spessore 2.10 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 1.20 m. L'altezza della spalla A (escluso paraghiaia) è pari a 3.70 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 0.5 m ed altezza di circa 3.55 cm dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.50m collegate in testa da una platea di spessore 2.00 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 G₂.

		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 10 04 001	A	14 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	A2-SIU Gmin - Vento ponte scarico	A1-SIU - N max gr.1	A1-SIU - MT max gr.1	A1-SIU - ML max gr.1	A1-SIU - N max gr.3	A1-SIU - MT max gr.3	A1-SIU - ML max gr.3	A1-SIU - Vento ponte scarico	A1-SIU Gmin - N max gr.1	A1-SIU Gmin - MT max gr.1	A1-SIU Gmin - ML max gr.1	A1-SIU Gmin - N max gr.3	A1-SIU Gmin - MT max gr.3	A1-SIU Gmin - ML max gr.3	A1-SIU Gmin - Vento ponte scarico	
Peso proprio g1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.00	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	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	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	1.00	
Ballast	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	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	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	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	1.45	0.00	
Comb. Nmax Q frenatura	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	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	1.45	0.00	
Comb. Nmax Q centrifuga	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	
Comb. Nmax Q serpeggio	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	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	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00	
Comb. MTmax Q frenatura	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.63	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	1.45	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	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	1.45	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	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00	
Comb. MLmax Qr	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	1.25	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.45	0.00	1.45	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	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	1.45	0.00
Comb. MLmax Q centrifuga	0.00	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	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	1.45	0.00
Comb. MLmax Q serpeggio	0.00	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	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.73	0.00	1.45	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	1.50	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	0.78	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	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	1.00	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	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	1.25	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	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	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	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	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	Peso proprio g1
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Permanenti G2
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Ballast
1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Qr
0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q frenatura
1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q centrifuga
1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	Comb. Nmax Q serpeggio
0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Comb. MTmax Qr
0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Comb. MTmax Q frenatura
0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Comb. MTmax Q centrifuga
0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	Comb. MTmax Q serpeggio
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	Comb. MLmax Qr
0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	Comb. MLmax Q frenatura
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	Comb. MLmax Q centrifuga
0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.50	0.00	0.00	0.00	0.80	0.00	0.00	0.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	Comb. MLmax Q serpeggio
0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Vento Ponte Scarico
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Attrito permanente
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.80	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	Attrito carichi mobili
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	Sisma longitudinale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	0.30	Sisma trasversale
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.30	0.30	-0.30	-0.30	-1.00	Sisma verticale

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

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

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

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

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

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

4.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

- Asse X parallelo all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Y ortogonale all'asse longitudinale dell'impalcato
- Asse Z verticale

- Lunghezze = m

- Forze = kN

4.5 Geometria della spalla

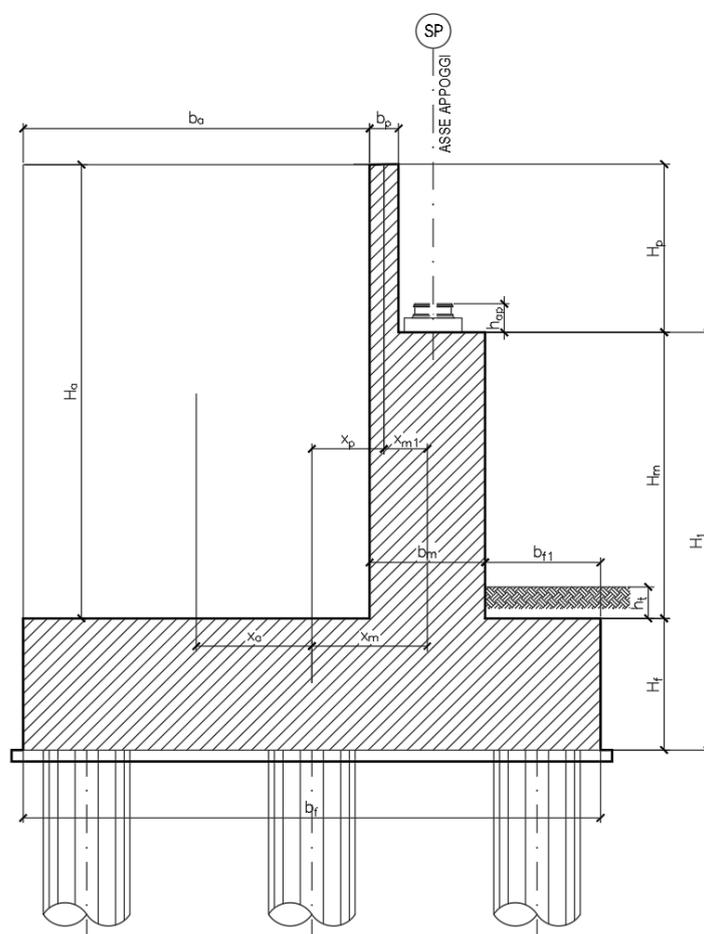


Figura 1 – Significato dei simboli: sezione tipologica

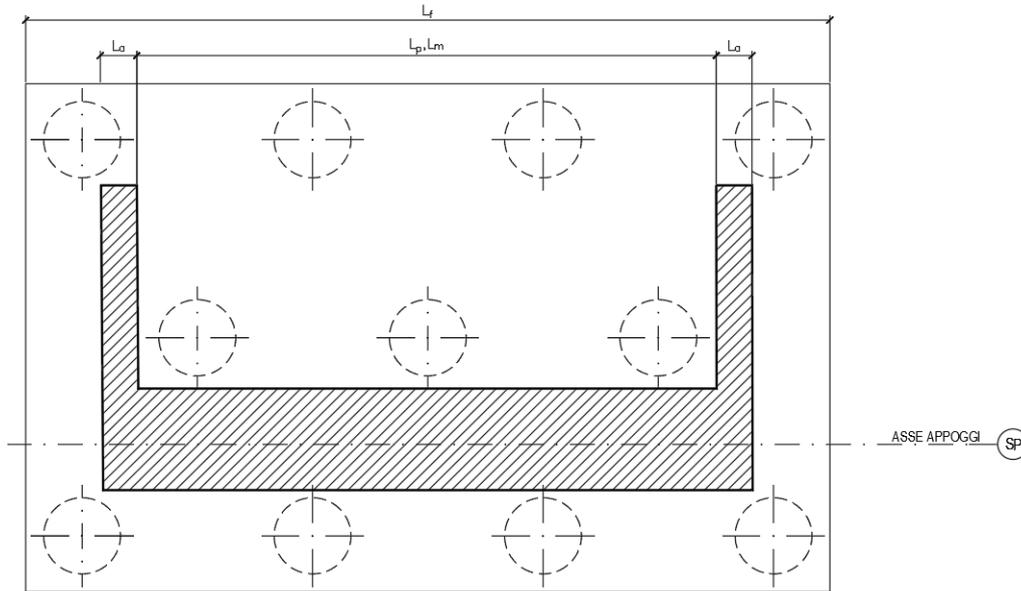


Figura 2 – Significato dei simboli: pianta tipologica

Generali			
Peso cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso terreno	γ_t	20	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	53.0	kN/m ²
Altezza appoggio + baggiolo	h_{sp}	0.45	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	6.15	m
Paraghiaia			
Altezza	H_p	3.55	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	0.5	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	12.10	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		12.10	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	1.15	m
Muro frontale			
Altezza	H_m	3.70	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	2.10	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	11.30	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	2.60	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	x_{m1}	-1.45	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0.20	m
Plinto			
Altezza	H_f	2.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	11.50	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	16.00	m
Mensola anteriore plinto	b_n	2.10	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		2.83	m
Muro andatore			
Altezza	H_a	7.25	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	L_a	1.20	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	b_a	6.65	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_a	-2.10	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		▼	Ko = 0.426
Sisma			
S_s		1.780	
a_g		0.156	
Coefficiente riduttivo		1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.278	
Mononobe e Okabe	K_{AE}	0.499	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.139	

Tabella 2 – Dati di input

4.6 Analisi dei carichi

4.6.1 Peso proprio elementi strutturali

➤ *Peso proprio strutture*

I pesi degli elementi strutturali sono calcolati utilizzando un peso di volume del calcestruzzo pari a 25 kN/m³.

Impalcato			
N° Binari		2	
Lunghezza	L	25	m
Peso Proprio	G1	277	kN/m
Permanenti portati	G2	185	kN/m
Ballast	G2	0	kN/m
n° totale appoggi sulla spalla	n	4	
Reazione appoggio i = (G1*L/2)/n	Ri	865.6	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n	Ri	578.1	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	1529	1024	22.8	1.1	1.000
SW/0	1470	1151	22.8	1.1	1.000
SW/2	1875	1875	22.8	1	1.000

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

Appoggio	A			B			C			D			biz
	FZ	FX	FY										
Descrizione carico	[kN]	[m]											
Peso proprio g1	866			866			866			866			0.00
Permanenti G2	578			578			578			578			0.00
Ballast													0.00
Comb. Nmax Qv	936			905			874			843			0.00
Comb. Nmax Q frenatura		356			356			356			356		3.30
Comb. Nmax Q centrifuga													0.00
Comb. Nmax Q serpeggio			0			53			53			0	3.30
Comb. MTmax Qv	919			619			319			19			0.00
Comb. MTmax Q frenatura		219			219			219			219		3.30
Comb. MTmax Q centrifuga													0.00
Comb. MTmax Q serpeggio			0			25			25			0	3.30
Comb. MLmax Qv	936			905			874			843			0.00
Comb. MLmax Q frenatura		356			356			356			356		3.30
Comb. MLmax Q centrifuga													0.00
Comb. MLmax Q serpeggio			0			53			53			0	3.30
Vento Ponte Scarico						113			113			0	3.30
Vento Ponte Carico						137			137				3.65
Attrito permanente		43	43		43	43		43	43		43	43	0.00
Attrito carichi mobili		28	28		27	27		26	26		25	25	0.00
Sisma longitudinale		906			902			899			895		2.50
Sisma trasversale			453			451			449			448	2.50
Sisma verticale	226			226			225			224			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)	$v_b=v_{b0} * (1 + k_s(as/a_o-1))$	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	12.7	12.7	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.51	2.51	
Larghezza impalcato	b	13.7	13.7	m
Altezza impalcato	h1	3	3.7	m
Altezza treno o parapetto	h2	1.5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	4.5	7.7	m
Rapporto di forma	b/dtot	3.04	1.78	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.59	1.97	

Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.54	0.54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2.51	2.51	
Coefficiente di forza	cfx	1.59	1.97	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	4.5	7.7	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	9.6	20.3	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2.13	2.64	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	9.6	20.3	kN/m

Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	9.6	kN/m
Luce impalcato	L	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	120	kN/m

Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	20.3	kN/m
Luce impalcato	L	25	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	254	kN/m

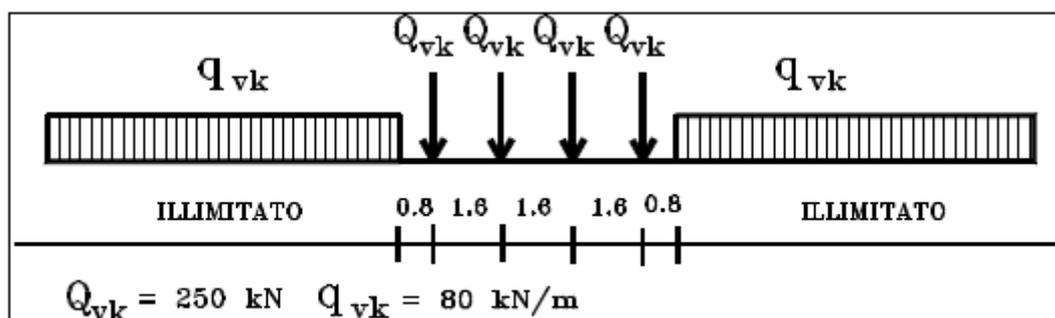
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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 LM71

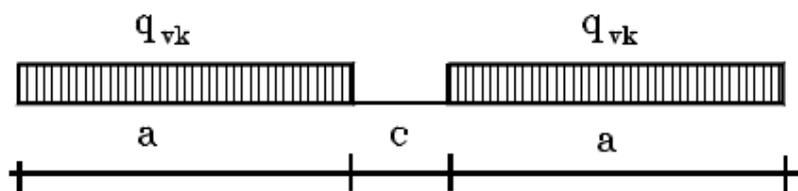
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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	25	m
L _{calc}	25	per Treno LM 71
	19.7	per Treno SW/0
	25	per SW/2
Q _{lb,k}	550	per Treno LM 71
Q _{lb,k}	433.4	per Treno SW/0
Q _{lb,k}	875	per SW/2
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno LM 71	550	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno SW/0	433	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per SW/2	875	kN

Avviamento		
L	25	m
L _{calc}	25	per Treno LM 71
	19.7	per Treno SW/0
	25	per SW/2
Q _{la,k}	907.5	per Treno LM 71
Q _{la,k}	715.11	per Treno SW/0
Q _{la,k}	825	per SW/2
Q _{la,k} (filtrata) per Treno LM 71	908	kN
Q _{la,k} (filtrata) per Treno SW/0	715	kN
Q _{la,k} (filtrata) per SW/2	825	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).

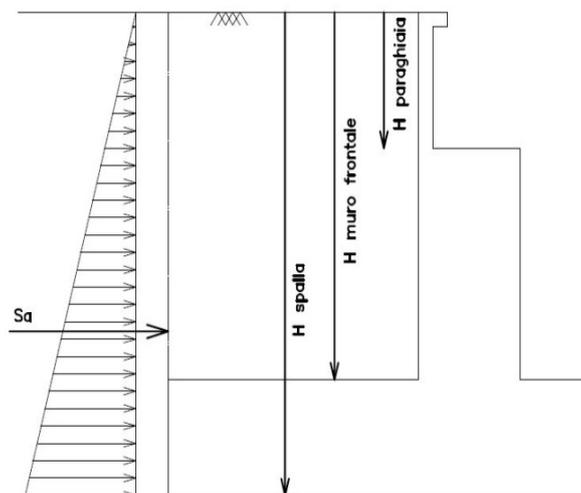


Fig. 1 Spinta statica terreno di rinterro

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

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

4.6.8 Sovraccarico sul terrapieno

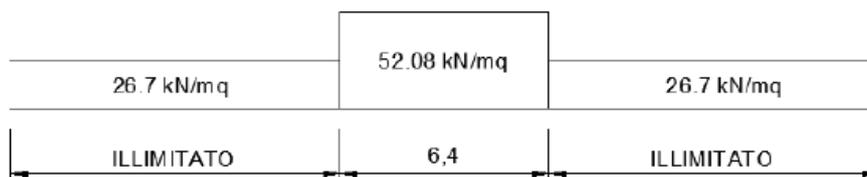
Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

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

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

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:



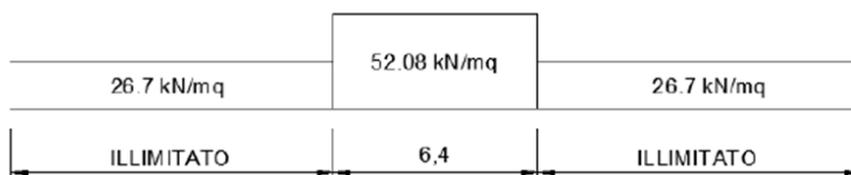
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

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:



In favore di sicurezza, tale carico, viene esteso su tutta l'impronta del rilevato della spalla con il suo valore massimo, pari a 53 kN/m².

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:

$$S_q = Q \cdot H \cdot K_0$$

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

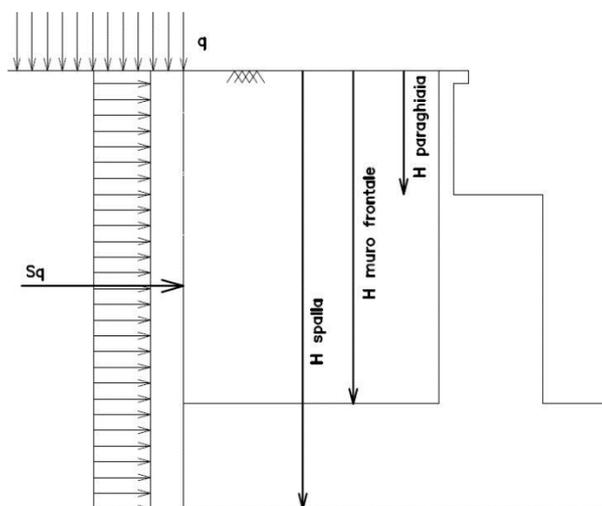


Fig. 2 : Spinta statica sovraccarico accidentale

4.6.10 Azione sismica

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 14 gennaio 2008 e relativa circolare applicativa.

➤ Azioni sismiche sulla Spalla

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

Forza sismica orizzontale $F_h = k_h W$

Forza sismica verticale $F_v = k_v W$

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

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

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

dove

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

g = accelerazione di gravità.

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

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

dove

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

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

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

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

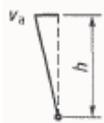
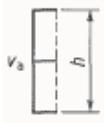
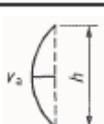
Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso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

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

➤ Sovraspinta sismica del terreno

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

Table C.1 — Ratios v_a/h

Kind of wall movement	v_a/h loose soil %	v_a/h dense soil %
a) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2
b) 	0,2	0,05 to 0,1
c) 	0,8 to 1,0	0,2 to 0,5
d) 	0,4 to 0,5	0,1 to 0,2

where:
 v_a is the wall motion to mobilise active earth pressure
 h is the height of the wall

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

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

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

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

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

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

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

ϕ = angolo di attrito interno del terreno

α = inclinazione del paramento di monte rispetto alla verticale

β = inclinazione del pendio di monte rispetto al piano orizzontale

δ = angolo di attrito terra-muro

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

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

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

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

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

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

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

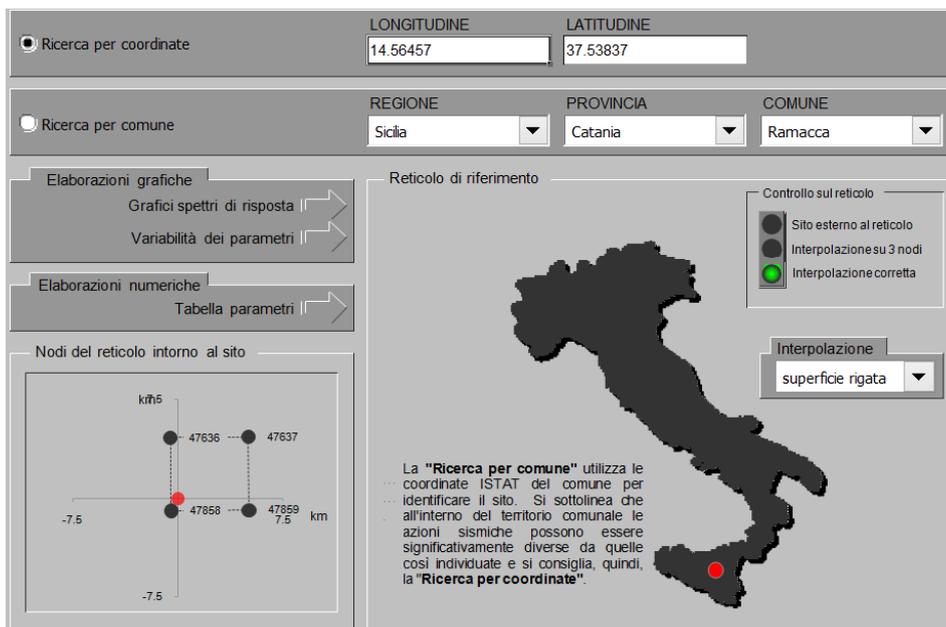
La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle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

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

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: 14.56457 LATITUDINE: 37.53837

REGIONE: Sicilia PROVINCIA: Catania COMUNE: Ramacca

Elaborazioni grafiche: Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche: Tabella parametri

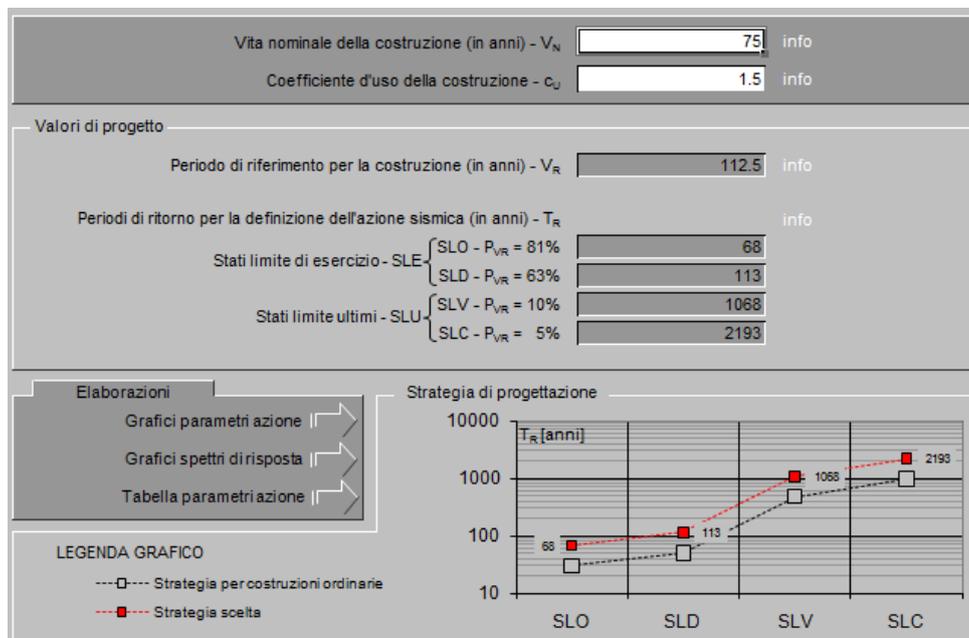
Nodi del reticolo intorno al sito

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

Interpolazione: superficie rigata

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

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



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

Coefficiente d'uso della costruzione - c_d : 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)

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO: ---□--- Strategia per costruzioni ordinarie, - - - ■ - - - Strategia scelta

Parametri indipendenti

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

Parametri dipendenti

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

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

4.6.11 Incremento di spinta del terrapieno

Avendo valutato preliminarmente l'entità dello spostamento della struttura in fase sismica, e ricorrendo le condizioni sopra descritte (EC7 - Parte 1 - Annesso C), l'incremento di spinta del terrapieno viene valutato secondo la teoria di [Mononobe-Okabe](#). (si veda relazione la RS3E50D09RBVII1803001A)

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

4.6.12 Inerzie strutturali

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

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

4.6.13 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

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

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

dove

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

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

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	537			0.00	0.00	1.78	0	0
Rinterro	g3		650		0.00	0.00	1.18	0	769
					0.00	0.00	3.55	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			971		0.00	0.00	1.78	0	1723

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	537	0	0	-1.45		5.48	0	-779
Muro frontale	g1	2661	0	0			1.85	0	0
Totale Permanenti		3198	0	0				0	-779
Rinterro	g3		3071	0			2.42	0	7421
Sovr. acc. sul rilevato			1983	0			3.63	0	7187

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	537			1.15	0.00	7.48	0	617
Muro frontale	g1	2661			2.60	0.00	3.85	0	6919
Plinto	g1	9200			0.00	0.00	1.00	0	0
Muri andatori	g1	2893			-2.10	0.00	5.63	0	-6075
Totale Permanenti		15291						0	1462
Rinterro	g3	10896			-2.10	0.00	5.63	0	-22882
Ricop. Plinto	g3	1283			2.10	0.00	2.50	0	2693
Sovr. acc. sul rilevato		4265			-2.10	0.00	9.25	0	-8956

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

Rinterro	g3		4999		-2.10	0.00	3.08	0	15412
Sovr. acc. sul rilevato			2530		0.00	0.00	4.63	0	11699

➤ 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	537			0.00	0.00	1.78	0	0
Rinterro	g3		413		0.00	0.00	1.18	0	489
					0.00	0.00	3.55	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			617		0.00	0.00	1.78	0	1095

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	149	0	0.00	0.00	1.78	0	265
Rinterro	Inerzia		1586				1.78	0	2816
	Sovraspinta		394				1.18	0	466
Rinterro [totale]			1980					0	3282
Sovr. acc. sul rilevato			617		0.00	0.00	1.78	0	1095
Totale generale			2746					0	4642

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	149	0.00	0.00	1.78	265	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	75	0	0	0.00	0.00	1.78	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	537	0	0	-1.45		5.48	0	-779
Muro frontale	g1	2661	0	0			1.85	0	0
Totale Permanenti		3198	0	0				0	-779
Rinterro	g3		1951	0			2.42	0	4716
Sovr. acc. sul rilevato			1260	0			3.63	0	4567

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		149		-1.45	0.00	5.48	0	816
Muro frontale	q6		739		0.00	0.00	1.85	0	1367
Rinterro	Inerzia		3026				3.63	0	10968
	Sovraspinta		1643				2.42	0	3970
Rinterro [totale]			4668					0	14938
Sovr. acc. sul rilevato			1260				3.63	0	4567
Totale generale			6816					0	21688

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			149	-1.45	0.00	5.48	816	0
Muro frontale	q6			739	0.00	0.00	1.85	1367	0
Rinterro					0.00	0.00	0.00	0	0
Totale generale				888				2183	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	75			-1.45	0.00	5.48	0	-108
Muro frontale	q6	369			0.00	0.00	1.85	0	0
Totale generale		444						0	-108

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	537			1.15	0.00	7.48	0	617
Muro frontale	g1	2661			2.60	0.00	3.85	0	6919
Plinto	g1	9200			0.00	0.00	1.00	0	0
Muri andatori	g1	2893			-2.10	0.00	5.63	0	-6075
Totale Permanenti		15291						0	1462
Rinterro	g3	10896			-2.10	0.00	5.63	0	-22882
Ricop. Plinto	g3	1283			2.10	0.00	2.50	0	2693
Sovr. acc. sul rilevato		4265			-2.10	0.00	9.25	0	-8956
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		3177		-2.10	0.00	3.08	0	9794
Sovr. acc. sul rilevato			1608		0.00	0.00	4.63	0	7435

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		149		1.15	0.00	7.48	0	1114
Muro frontale	q _s		739		2.60	0.00	3.85	0	2845
Plinto	q _s		2555		0.00	0.00	1.00	0	2555
Muri andatori	q _s		803		-2.10	0.00	5.63	0	4518
Rinterro	Inerzia		3026		-2.10	0.00	5.63	0	17019
	Sovraspinta		2674		-2.10	0.00	3.08	0	8245
Rinterro [totale]			5700				5.63	0	25264
Sovr. acc. sul rilevato			1608		-2.10		5.63	0	7435
Totale generale			11553						43731

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			149	1.15	0.00	7.48	1114	0
Muro frontale	q _s			739	2.60	0.00	3.85	2845	0
Plinto	q _s			2555	0.00	0.00	1.00	2555	0
Muri andatori	q _s			803	-2.10	0.00	5.63	4518	0
Rinterro	Inerzia			3026	0.00		5.63	17019	0
	Sovraspinta			281			3.08	867	0
Rinterro [totale]				3307				17886	0
Sovr. acc. sul rilevato				1608	-2.10		9.25	14870	0
Totale generale				9160				43788	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	75			1.15	0.00	7.48	0.00	86
Muro frontale	q _s	369			2.60	0.00	3.85	0.00	961
Plinto	q _s	1277			0.00	0.00	1.00	0.00	0
Muri andatori	q _s	402			-2.10	0.00	5.63	0.00	-843
Rinterro	q _s	1513			0.00	0.00	0.00	0.00	0
Ricop. Plinto	q _s	178			2.10	0.00	2.50	0.00	374
Totale generale		3814						0.00	577

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	537	2059	0	0	3154
A2 - SLU - MT max gr.1	537	2059	0	0	3154
A2 - SLU - ML max gr.1	537	2059	0	0	3154
A2 - SLU - N max gr.3	537	2059	0	0	3154
A2 - SLU - MT max gr.3	537	2059	0	0	3154
A2 - SLU - ML max gr.3	537	2059	0	0	3154
A2 - SLU - Vento ponte scarico	537	845	0	0	1000
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	537	1214	0	0	2154
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	537	1214	0	0	2154
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	537	1214	0	0	2154
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	537	1214	0	0	2154
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	537	1214	0	0	2154
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	537	1214	0	0	2154
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	537	0	0	0	0
A1 - SLU - N max gr.1	725	2383	0	0	3653
A1 - SLU - MT max gr.1	725	2383	0	0	3653
A1 - SLU - ML max gr.1	725	2383	0	0	3653
A1 - SLU - N max gr.3	725	2383	0	0	3653
A1 - SLU - MT max gr.3	725	2383	0	0	3653
A1 - SLU - ML max gr.3	725	2383	0	0	3653
A1 - SLU - Vento ponte scarico	725	975	0	0	1154
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	537	1408	0	0	2499
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	537	1408	0	0	2499
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	537	1408	0	0	2499
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	537	1408	0	0	2499
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	537	1408	0	0	2499
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	537	1408	0	0	2499
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	537	0	0	0	0
SLE rara - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
SLE rara - MT max gr.1	537	1621	0	0	2493
SLE rara - ML max gr.1	537	1621	0	0	2493
SLE rara - N max gr.3	537	1621	0	0	2493
SLE rara - MT max gr.3	537	1621	0	0	2493
SLE rara - ML max gr.3	537	1621	0	0	2493
SLE rara - Vento ponte scarico	537	1621	0	0	2493
SLE freq. - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
SLE freq. - MT max gr.1	537	1621	0	0	2493
SLE freq. - ML max gr.1	537	1621	0	0	2493
SLE freq. - N max gr.3	537	1621	0	0	2493
SLE freq. - MT max gr.3	537	1621	0	0	2493
SLE freq. - ML max gr.3	537	1621	0	0	2493
SLE freq. - Vento ponte scarico	537	650	0	0	769
SLE quasi permanente	537	650	0	0	769
SLV - N max	611	1175	45	79	1772
SLV - MT max gr.1	559	1175	149	265	1772
SLV - ML max gr.1	559	2666	45	79	4255
SLV - MT max gr.3	515	1175	149	265	1772
SLV - ML max gr.3	515	2666	45	79	4255
SLV - N min	462	1175	45	79	1772

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	14114	7667	653	4407	27939
A2 - SLU - MT max gr.1	12012	7324	583	8055	24967
A2 - SLU - ML max gr.1	14114	7667	653	4407	27939
A2 - SLU - N max gr.3	14114	8557	587	3914	34569
A2 - SLU - MT max gr.3	12012	7872	552	7823	29045
A2 - SLU - ML max gr.3	14114	8557	587	3914	34569
A2 - SLU - Vento ponte scarico	9667	4165	466	2898	10881
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	11108	3675	653	4407	17690
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	9006	3332	583	8055	14718
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	11108	3675	653	4407	17690
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	11108	4565	587	3914	24321
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	9006	3880	552	7823	18797
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	11108	4565	587	3914	24321
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	6661	173	466	2898	633
A1 - SLU - N max gr.1	17619	8902	789	5239	32466
A1 - SLU - MT max gr.1	15181	8505	708	9471	29018
A1 - SLU - ML max gr.1	17619	8902	789	5239	32466
A1 - SLU - N max gr.3	17619	9936	712	4666	40168
A1 - SLU - MT max gr.3	15181	9141	672	9200	33756
A1 - SLU - ML max gr.3	17619	9936	712	4666	40168
A1 - SLU - Vento ponte scarico	12460	4840	571	3485	12679
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	11820	4296	789	5239	20671
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	9381	3899	708	9471	17224
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	11820	4296	789	5239	20671
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	11820	5330	712	4666	28373
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	9381	4535	672	9200	21962
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	11820	5330	712	4666	28373
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	6661	173	511	3233	633
SLE rara - N max gr.1	12531	6045	550	3618	22162
SLE rara - MT max gr.1	10849	5771	494	6537	19785
SLE rara - ML max gr.1	12531	6045	550	3618	22162
SLE rara - N max gr.3	12531	6757	497	3224	27467
SLE rara - MT max gr.3	10849	6209	469	6351	23048
SLE rara - ML max gr.3	12531	6757	497	3224	27467
SLE rara - Vento ponte scarico	8973	5227	398	2395	15703
SLE freq.- N max gr.1	11108	5718	301	1689	19579
SLE freq.- MT max gr.1	10474	5662	299	4347	18968
SLE freq.- ML max gr.1	11108	5718	301	1689	19579
SLE freq.- N max gr.3	11108	6145	269	1452	22761
SLE freq.- MT max gr.3	10474	6013	279	4198	21579
SLE freq.- ML max gr.3	11108	6145	269	1452	22761
SLE freq.- Vento ponte scarico	8973	3244	286	1557	8516
SLE quasi permanente	8973	3244	173	719	8516
SLV - N max	11029	5344	936	4942	21113
SLV - MT max gr.1	9752	5234	2807	15431	20179
SLV - ML max gr.1	10088	11755	936	4934	49816
SLV - MT max gr.3	8945	5234	2807	15424	20135
SLV - ML max gr.3	9281	11755	936	4928	49772
SLV - N min	8340	5344	936	4921	20969

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

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	47370	10857	653	5713	39871
A2 - SLU - MT max gr.1	45267	10514	583	9221	30684
A2 - SLU - ML max gr.1	47370	10857	653	5713	39871
A2 - SLU - N max gr.3	47370	11747	587	5087	48282
A2 - SLU - MT max gr.3	45267	11062	552	8926	35858
A2 - SLU - ML max gr.3	47370	11747	587	5087	48282
A2 - SLU - Vento ponte scarico	37592	6671	466	3830	14624
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	28532	4359	653	5713	37573
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	26429	4016	583	9221	28386
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	28532	4359	653	5713	37573
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	28532	5249	587	5087	45983
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	26429	4564	552	8926	33560
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	28532	5249	587	5087	45983
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	18753	173	466	3830	12326
A1 - SLU - N max gr.1	58396	12587	789	6817	48578
A1 - SLU - MT max gr.1	55957	12189	708	10886	37922
A1 - SLU - ML max gr.1	58396	12587	789	6817	48578
A1 - SLU - N max gr.3	58396	13621	712	6091	58348
A1 - SLU - MT max gr.3	55957	12825	672	10543	43932
A1 - SLU - ML max gr.3	58396	13621	712	6091	58348
A1 - SLU - Vento ponte scarico	47053	7732	571	4628	19292
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	30096	5089	789	6817	41985
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	27657	4692	708	10886	31329
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	30096	5089	789	6817	41985
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	30096	6123	712	6091	51755
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	27657	5328	672	10543	37339
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	30096	6123	712	6091	51755
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	18753	173	511	4255	12326
SLE rara - N max gr.1	41067	8520	550	4719	34291
SLE rara - MT max gr.1	39385	8246	494	7526	26942
SLE rara - ML max gr.1	41067	8520	550	4719	34291
SLE rara - N max gr.3	41067	9232	497	4218	41020
SLE rara - MT max gr.3	39385	8684	469	7289	31081
SLE rara - ML max gr.3	41067	9232	497	4218	41020
SLE rara - Vento ponte scarico	37509	7701	398	3192	16837
SLE freq.- N max gr.1	39644	8193	301	2291	27310
SLE freq.- MT max gr.1	39010	8137	299	4945	24921
SLE freq.- ML max gr.1	39644	8193	301	2291	27310
SLE freq.- N max gr.3	39644	8620	269	1990	31347
SLE freq.- MT max gr.3	39010	8488	279	4756	28232
SLE freq.- ML max gr.3	39644	8620	269	1990	31347
SLE freq.- Vento ponte scarico	33244	5172	286	2129	14094
SLE quasi permanente	33244	5172	173	1065	14094
SLV - N max	39523	7955	3032	15194	35838
SLV - MT max gr.1	35887	7846	9793	48978	31662
SLV - ML max gr.1	36223	17439	3032	15186	80869
SLV - MT max gr.3	33058	7846	9793	48972	29787
SLV - ML max gr.3	33394	17439	3032	15180	78994
SLV - N min	30094	7955	3032	15172	29587

Tabella 5 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
AI - SLU - N max gr.1	58396	12587	789	6817	48578	6368	3365	1051
AI - SLU - MT max gr.1	55957	12189	708	10886	37922	5959	3367	1017
AI - SLU - ML max gr.1	58396	12587	789	6817	48578	6368	3365	1051
AI - SLU - N max gr.3	58396	13621	712	6091	58348	6623	3110	1137
AI - SLU - MT max gr.3	55957	12825	672	10543	43932	6118	3208	1070
AI - SLU - ML max gr.3	58396	13621	712	6091	58348	6623	3110	1137
AI - SLU - Vento ponte scarico	47053	7732	571	4628	19292	4560	3282	646
AI - SLU Gmin - N max gr.1	30096	5089	789	6817	41985	3826	1190	429
AI - SLU Gmin - MT max gr.1	27657	4692	708	10886	31329	3417	1192	395
AI - SLU Gmin - ML max gr.1	30096	5089	789	6817	41985	3826	1190	429
AI - SLU Gmin - N max gr.3	30096	6123	712	6091	51755	4081	935	514
AI - SLU Gmin - MT max gr.3	27657	5328	672	10543	37339	3577	1033	447
AI - SLU Gmin - ML max gr.3	30096	6123	712	6091	51755	4081	935	514
AI - SLU Gmin - Vento ponte scarico	18753	173	511	4255	12326	2000	1126	45

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

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLV - N max	39523	7955	3032	15194	35838	4627	1960	709
SLV - MT max gr.1	35887	7846	9793	48978	31662	4961	1020	1046
SLV - ML max gr.1	36223	17439	3032	15186	80869	5603	434	1475
SLV - MT max gr.3	33058	7846	9793	48972	29787	4673	837	1046
SLV - ML max gr.3	33394	17439	3032	15180	78994	5315	251	1475
SLV - N min	30094	7955	3032	15172	29587	3668	1348	709

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

SOLL. TOTALI NEL BARICENTRO DELLA PALIFICATA								
C.C.	N	T _x	T _y	M _x	M _y	N _{max/palo}	N _{min/palo}	T _{palo}
n°	kN	kN	kN	kNm	kNm	kN	kN	kN
SLE rara - N max gr.1	41067	8520	550	4719	34291	4883	2089	711
SLE rara - MT max gr.1	39385	8246	494	7526	26942	4584	2183	688
SLE rara - ML max gr.1	41067	8520	550	4719	34291	4883	2089	711
SLE rara - N max gr.3	41067	9232	497	4218	41020	5112	1846	770
SLE rara - MT max gr.3	39385	8684	469	7289	31081	4728	2033	725
SLE rara - ML max gr.3	41067	9232	497	4218	41020	5112	1846	770
SLE rara - Vento ponte scarico	37509	7701	398	3192	16837	3878	2459	643

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	537	2059	0	0	3154
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	537	2059	0	0	3154
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	537	2059	0	0	3154
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	537	2059	0	0	3154
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	537	2059	0	0	3154
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	725	2383	0	0	3653
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	725	2383	0	0	3653
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	725	2383	0	0	3653
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	725	2383	0	0	3653
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	725	2383	0	0	3653
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
	Tx,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
	Ty,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
	Mxx _{max}	SLE freq. - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
	Myy _{max}	SLE freq. - N max gr.1	537	1621	0	0	2493
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	537	650	0	0	769
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	611	1175	45	79	1772
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	559	2666	45	79	4255
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	559	1175	149	265	1772
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	559	1175	149	265	1772
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	559	2666	45	79	4255

**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	14114	7667	653	4407	27939
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	14114	8557	587	3914	34569
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	14114	7667	653	4407	27939
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	12012	7324	583	8055	24967
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	14114	8557	587	3914	34569
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	17619	8902	789	5239	32466
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	17619	9936	712	4666	40168
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	17619	8902	789	5239	32466
	Mxx _{max}	A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	9381	3899	708	9471	17224
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	17619	9936	712	4666	40168
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	12531	6045	550	3618	22162
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	12531	6757	497	3224	27467
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	12531	6045	550	3618	22162
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	10849	5771	494	6537	19785
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	12531	6757	497	3224	27467
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	11108	5718	301	1689	19579
	Tx,A _{max}	SLE freq.- N max gr.3	11108	6145	269	1452	22761
	Ty,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	11108	5718	301	1689	19579
	Mxx _{max}	SLE freq.- MT max gr.1	10474	5662	299	4347	18968
	Myy _{max}	SLE freq.- N max gr.3	11108	6145	269	1452	22761
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	8973	3244	173	719	8516
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	11029	5344	936	4942	21113
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	10088	11755	936	4934	49816
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	9752	5234	2807	15431	20179
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	9752	5234	2807	15431	20179
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	10088	11755	936	4934	49816

**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	47370	10857	653	5713	39871
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	47370	11747	587	5087	48282
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	47370	10857	653	5713	39871
	Mxx _{max}	A2 - SLU - MT max gr.1	45267	10514	583	9221	30684
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	47370	11747	587	5087	48282
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	58396	12587	789	6817	48578
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	58396	13621	712	6091	58348
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	58396	12587	789	6817	48578
	Mxx _{max}	A1 - SLU - MT max gr.1	55957	12189	708	10886	37922
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	58396	13621	712	6091	58348
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	41067	8520	550	4719	34291
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	41067	9232	497	4218	41020
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	41067	8520	550	4719	34291
	Mxx _{max}	SLE rara - MT max gr.1	39385	8246	494	7526	26942
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	41067	9232	497	4218	41020
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	39644	8193	301	2291	27310
	Tx,A _{max}	SLE freq. - N max gr.3	39644	8620	269	1990	31347
	Ty,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	39644	8193	301	2291	27310
	Mxx _{max}	SLE freq. - MT max gr.1	39010	8137	299	4945	24921
	Myy _{max}	SLE freq. - N max gr.3	39644	8620	269	1990	31347
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	33244	5172	173	1065	14094
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	39523	7955	3032	15194	35838
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	36223	17439	3032	15186	80869
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	35887	7846	9793	48978	31662
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	35887	7846	9793	48978	31662
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	36223	17439	3032	15186	80869

4.9.1 Paragliaia

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

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 50x1370 cm

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	44 di 61

Armatura verticale

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

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

Armatura orizzontale

$$A_s = \phi 14/20$$

$$A'_s = \phi 12/20$$

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa	
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta 1^* \beta 2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta 1^* \beta 2$:	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-25.0	0.0
2	-25.0	1370.0
3	25.0	1370.0
4	25.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-16.4	8.6	20
2	-16.4	1361.4	20
3	16.4	1361.4	20

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	46 di 61

N°Comb.	N	Mx	My
1	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2171.03)
2	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2171.03)
3	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2171.03)
4	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2171.03)
5	294.00	0.00 (0.00)	1202.00 (2171.03)

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	294.00	0.00 (0.00)	346.00 (2283.40)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.6 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.9 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex (4.1.15)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	725.00	0.00	3653.00	725.19	0.02	6581.25	1.80433.5(122.7)	
2	S	725.00	0.00	3653.00	725.19	0.02	6581.25	1.80433.5(122.7)	
3	S	725.00	0.00	3653.00	725.19	0.02	6581.25	1.80433.5(122.7)	
4	S	725.00	0.00	3653.00	725.19	0.02	6581.25	1.80433.5(122.7)	
5	S	725.00	0.00	3653.00	725.19	0.02	6581.25	1.80433.5(122.7)	
6	S	611.00	79.00	1772.00	611.30	280.42	6580.60	3.70433.5(122.7)	
7	S	559.00	79.00	4255.00	558.99	95.00	6558.80	1.54433.5(122.7)	
8	S	559.00	265.00	1772.00	559.05	979.72	6570.83	3.70433.5(122.7)	
9	S	559.00	265.00	1772.00	559.05	979.72	6570.83	3.70433.5(122.7)	
10	S	559.00	79.00	4255.00	558.99	95.00	6558.80	1.54433.5(122.7)	

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.)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	47 di 61

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	0.206	25.0	1370.0	-0.00003	16.4	1361.4	-0.01350	-16.4	8.6
2	0.00350	0.206	25.0	1370.0	-0.00003	16.4	1361.4	-0.01350	-16.4	8.6
3	0.00350	0.206	25.0	1370.0	-0.00003	16.4	1361.4	-0.01350	-16.4	8.6
4	0.00350	0.206	25.0	1370.0	-0.00003	16.4	1361.4	-0.01350	-16.4	8.6
5	0.00350	0.206	25.0	1370.0	-0.00003	16.4	1361.4	-0.01350	-16.4	8.6
6	0.00350	0.205	25.0	1370.0	-0.00003	16.4	1361.4	-0.01358	-16.4	8.6
7	0.00350	0.205	25.0	1370.0	-0.00005	16.4	1361.4	-0.01361	-16.4	8.6
8	0.00350	0.205	25.0	1370.0	-0.00002	16.4	1361.4	-0.01356	-16.4	8.6
9	0.00350	0.205	25.0	1370.0	-0.00002	16.4	1361.4	-0.01356	-16.4	8.6
10	0.00350	0.205	25.0	1370.0	-0.00005	16.4	1361.4	-0.01361	-16.4	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	0.000410674	0.000000000	-0.006766861	0.206	0.700
2	0.000410674	0.000000000	-0.006766861	0.206	0.700
3	0.000410674	0.000000000	-0.006766861	0.206	0.700
4	0.000410674	0.000000000	-0.006766861	0.206	0.700
5	0.000410674	0.000000000	-0.006766861	0.206	0.700
6	0.000410607	0.000000061	-0.006848265	0.205	0.700
7	0.000412536	0.000000021	-0.006841558	0.205	0.700
8	0.000409386	0.000000081	-0.006845724	0.205	0.700
9	0.000409386	0.000000081	-0.006845724	0.205	0.700
10	0.000412536	0.000000021	-0.006841558	0.205	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	2383.00	3818.26	41.4	1370.0	0.0102	0.11
2	S	2383.00	3818.26	41.4	1370.0	0.0102	0.11
3	S	2383.00	3818.26	41.4	1370.0	0.0102	0.11
4	S	2383.00	3818.26	41.4	1370.0	0.0102	0.11
5	S	2383.00	3818.26	41.4	1370.0	0.0102	0.11
6	S	1175.01	3804.11	41.4	1370.0	0.0102	0.09
7	S	2666.00	3797.65	41.4	1370.0	0.0102	0.08
8	S	1175.03	3797.66	41.4	1370.0	0.0102	0.08
9	S	1175.03	3797.66	41.4	1370.0	0.0102	0.08
10	S	2666.00	3797.65	41.4	1370.0	0.0102	0.08

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)

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	48 di 61

Ac eff. Area di calcestruzzo [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre
 As eff. Area barre [cm²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.17	25.0	1370.0	-153.3	-16.4	67.8	15755	433.5
2	S	6.17	25.0	1370.0	-153.3	-16.4	67.8	15755	433.5
3	S	6.17	25.0	1370.0	-153.3	-16.4	67.8	15755	433.5
4	S	6.17	25.0	1370.0	-153.3	-16.4	67.8	15755	433.5
5	S	6.17	25.0	1370.0	-153.3	-16.4	67.8	15755	433.5

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

Ver. La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm}
 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	-0.00102	0	0.500	20.0	76	0.00046 (0.00046)	382	0.176 (0.20)	0.00	2165.88
2	S	-0.00102	0	0.500	20.0	76	0.00046 (0.00046)	382	0.176 (0.20)	0.00	2165.88
3	S	-0.00102	0	0.500	20.0	76	0.00046 (0.00046)	382	0.176 (0.20)	0.00	2165.88
4	S	-0.00102	0	0.500	20.0	76	0.00046 (0.00046)	382	0.176 (0.20)	0.00	2165.88
5	S	-0.00102	0	0.500	20.0	76	0.00046 (0.00046)	382	0.176 (0.20)	0.00	2165.88

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.98	25.0	1370.0	-73.5	-16.4	38.2	15755	433.5
2	S	2.98	25.0	1370.0	-73.5	-16.4	38.2	15755	433.5
3	S	2.98	25.0	1370.0	-73.5	-16.4	38.2	15755	433.5
4	S	2.98	25.0	1370.0	-73.5	-16.4	38.2	15755	433.5
5	S	2.98	25.0	1370.0	-73.5	-16.4	38.2	15755	433.5

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00049	0	0.500	20.0	76	0.00022 (0.00022)	382	0.084 (0.20)	0.00	2171.03
2	S	-0.00049	0	0.500	20.0	76	0.00022 (0.00022)	382	0.084 (0.20)	0.00	2171.03
3	S	-0.00049	0	0.500	20.0	76	0.00022 (0.00022)	382	0.084 (0.20)	0.00	2171.03
4	S	-0.00049	0	0.500	20.0	76	0.00022 (0.00022)	382	0.084 (0.20)	0.00	2171.03
5	S	-0.00049	0	0.500	20.0	76	0.00022 (0.00022)	382	0.084 (0.20)	0.00	2171.03

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.87	25.0	1370.0	-18.8	-16.4	18.5	15070	433.5

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm sr max	wk	Mx fess	My fess	
1	S	-0.00013	0	0.500	20.0	76	0.00006 (0.00006)	377	0.021 (0.20)	0.00	2283.40

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 275x1370 cm

Armatura verticale

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

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

Armatura orizzontale

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

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

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
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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	50 di 61

Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istantaneo B1*B2 :	1.00	
Coeff. Aderenza differito B1*B2 :	0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Conglomerato: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-105.0	0.0
2	-105.0	1370.0
3	105.0	1370.0
4	105.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-96.0	9.0	24
2	-96.0	1361.0	24
3	96.0	1361.0	24
4	96.0	9.0	24
5	-90.8	12.0	20
6	-90.8	1360.0	20

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	136	24
2	3	4	136	24
3	5	6	68	20

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 8 mm
Passo staffe: 1.5 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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	51 di 61

1	17619.00	5239.00	32466.00	789.00	8902.00
2	17619.00	4666.00	40168.00	712.00	9936.00
3	17619.00	5239.00	32466.00	789.00	8902.00
4	9381.00	9471.00	17224.00	708.00	3899.00
5	17619.00	4666.00	40168.00	712.00	9936.00
6	11029.00	4942.00	21113.00	936.00	5344.00
7	10088.00	4934.00	49816.00	936.00	11755.00
8	9752.00	15431.00	20179.00	2807.00	5234.00
9	9752.00	15431.00	20179.00	2807.00	5234.00
10	10088.00	4934.00	49816.00	936.00	11755.00

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	12531.00	3618.00	22162.00
2	12531.00	3224.00	27467.00
3	12531.00	3618.00	22162.00
4	10849.00	6537.00	19785.00
5	12531.00	3224.00	27467.00

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	11108.00	1689.00 (4043.59)	19579.00 (46873.55)
2	11108.00	1452.00 (2894.83)	22761.00 (45378.18)
3	11108.00	1689.00 (4043.59)	19579.00 (46873.55)
4	10474.00	4347.00 (10351.08)	18968.00 (45166.61)
5	11108.00	1452.00 (2894.83)	22761.00 (45378.18)

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	8973.00	719.00 (5152.55)	8516.00 (61027.97)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.0 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.0 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	17619.00	5239.00	32466.00	17619.15	12556.26	80684.70	2.471468.5(863.1)	
2	S	17619.00	4666.00	40168.00	17618.89	9122.36	80693.89	2.001468.5(863.1)	
3	S	17619.00	5239.00	32466.00	17619.15	12556.26	80684.70	2.471468.5(863.1)	
4	S	9381.00	9471.00	17224.00	9381.07	39793.55	72834.41	4.201468.5(863.1)	
5	S	17619.00	4666.00	40168.00	17618.89	9122.36	80693.89	2.001468.5(863.1)	
6	S	11029.00	4942.00	21113.00	11028.74	17406.57	74471.19	3.511468.5(863.1)	
7	S	10088.00	4934.00	49816.00	10087.79	7535.64	73603.72	1.481468.5(863.1)	
8	S	9752.00	15431.00	20179.00	9751.84	55867.85	73091.90	3.611468.5(863.1)	
9	S	9752.00	15431.00	20179.00	9751.84	55867.85	73091.90	3.611468.5(863.1)	
10	S	10088.00	4934.00	49816.00	10087.79	7535.64	73603.72	1.481468.5(863.1)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Xs max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Ys max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
	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	105.0	1370.0	0.00165	96.0	1361.0	-0.03821	-96.0	9.0
2	0.00350	105.0	1370.0	0.00160	96.0	1361.0	-0.03921	-96.0	9.0
3	0.00350	105.0	1370.0	0.00165	96.0	1361.0	-0.03821	-96.0	9.0
4	0.00350	105.0	1370.0	0.00176	96.0	1361.0	-0.03655	-96.0	9.0
5	0.00350	105.0	1370.0	0.00160	96.0	1361.0	-0.03921	-96.0	9.0
6	0.00350	105.0	1370.0	0.00150	96.0	1361.0	-0.04167	-96.0	9.0
7	0.00350	105.0	1370.0	0.00131	96.0	1361.0	-0.04562	-96.0	9.0
8	0.00350	105.0	1370.0	0.00196	96.0	1361.0	-0.03251	-96.0	9.0
9	0.00350	105.0	1370.0	0.00196	96.0	1361.0	-0.03251	-96.0	9.0
10	0.00350	105.0	1370.0	0.00131	96.0	1361.0	-0.04562	-96.0	9.0

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	0.000205305	0.000000323	-0.018499769	----	----
2	0.000210905	0.000000234	-0.018965071	----	----
3	0.000205305	0.000000323	-0.018499769	----	----
4	0.000192554	0.000000990	-0.018074947	----	----

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE				COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
				RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	53 di 61
5	0.000210905	0.000000234	-0.018965071	----	----				
6	0.000221570	0.000000465	-0.020401383	----	----				
7	0.000242958	0.000000212	-0.022301508	----	----				
8	0.000170323	0.000001302	-0.016167970	----	----				
9	0.000170323	0.000001302	-0.016167970	----	----				
10	0.000242958	0.000000212	-0.022301508	----	----				

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
 Passo staffe: 1.5 cm [Passo massimo di normativa = 24.0 cm]

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

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	8903.23	89257.89	12759.38203.6	194.6	1370.3	2.500	1.033	46.8	67.0(0.0)
2	S	9936.78	89275.96	12762.86203.7	194.7	1370.2	2.500	1.033	52.2	67.0(0.0)
3	S	8903.23	89257.89	12759.38203.6	194.6	1370.3	2.500	1.033	46.8	67.0(0.0)
4	S	3902.59	88125.98	12791.91204.1	195.1	1369.7	2.500	1.017	20.4	67.0(0.0)
5	S	9936.78	89275.96	12762.86203.7	194.7	1370.2	2.500	1.033	52.2	67.0(0.0)
6	S	5345.95	88503.57	12801.62204.3	195.3	1370.4	2.500	1.020	28.0	67.0(0.0)
7	S	11755.81	88436.19	12816.07204.5	195.5	1370.2	2.500	1.019	61.5	67.0(0.0)
8	S	5255.31	88082.11	12774.50203.8	194.8	1370.0	2.500	1.018	27.6	67.0(0.0)
9	S	5255.31	88082.11	12774.50203.8	194.8	1370.0	2.500	1.018	27.6	67.0(0.0)
10	S	11755.81	88436.19	12816.07204.5	195.5	1370.2	2.500	1.019	61.5	67.0(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.34	105.0	1370.0	-82.3	-96.0	9.0	37038	844.2
2	S	4.09	105.0	1370.0	-115.3	-96.0	9.0	36981	844.2
3	S	3.34	105.0	1370.0	-82.3	-96.0	9.0	37038	844.2
4	S	3.10	105.0	1370.0	-76.8	-96.0	9.0	37052	844.2
5	S	4.09	105.0	1370.0	-115.3	-96.0	9.0	36981	844.2

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

Ver. e1 La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm
 Esito della verifica
 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	54 di 61

e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace 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 = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(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	-0.00044	0	0.500	22.8	78	0.00025 (0.00025)	435	0.108 (0.20)	7521.46	46072.57
2	S	-0.00062	0	0.500	22.8	78	0.00035 (0.00035)	435	0.150 (0.20)	5192.60	44238.56
3	S	-0.00044	0	0.500	22.8	78	0.00025 (0.00025)	435	0.108 (0.20)	7521.46	46072.57
4	S	-0.00041	0	0.500	22.8	78	0.00023 (0.00023)	435	0.100 (0.20)	14592.79	44166.80
5	S	-0.00062	0	0.500	22.8	78	0.00035 (0.00035)	435	0.150 (0.20)	5192.60	44238.56

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.90	105.0	1370.0	-71.8	-96.0	9.0	36894	844.2
2	S	3.35	105.0	1370.0	-91.4	-96.0	9.0	36747	844.2
3	S	2.90	105.0	1370.0	-71.8	-96.0	9.0	36894	844.2
4	S	2.90	105.0	1370.0	-72.3	-96.0	9.0	37052	844.2
5	S	3.35	105.0	1370.0	-91.4	-96.0	9.0	36747	844.2

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	22.8	78	0.00022 (0.00022)	435	0.094 (0.20)	4043.59	46873.55
2	S	-0.00049	0	0.500	22.8	78	0.00027 (0.00027)	434	0.119 (0.20)	2894.83	45378.18
3	S	-0.00038	0	0.500	22.8	78	0.00022 (0.00022)	435	0.094 (0.20)	4043.59	46873.55
4	S	-0.00039	0	0.500	22.8	78	0.00022 (0.00022)	435	0.094 (0.20)	10351.08	45166.61
5	S	-0.00049	0	0.500	22.8	78	0.00027 (0.00027)	434	0.119 (0.20)	2894.83	45378.18

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.24	105.0	1370.0	-15.6	-96.0	9.0	36910	844.2

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	-0.00009	0	0.500	22.8	78	0.00005 (0.00005)	435	0.020 (0.20)	5152.55	61027.97

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 $9\phi 10/mq$ 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 :

$$N_{\max} = 6623\text{kN (CC. SLU)}$$

$$T_{\max} = 1137\text{kN (CC. SLV)}$$

$$N_{\max} = 5603\text{kN (CC. SLV)}$$

$$T_{\max} = 1475\text{kN (CC. SLV)}$$

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.

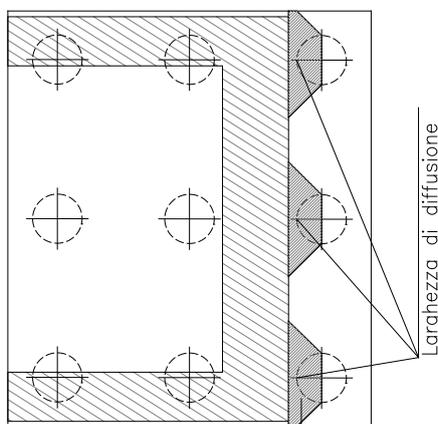
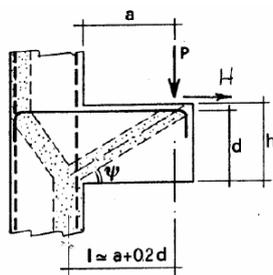


Figura 3 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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 PUNTOLE.



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

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

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

Pr : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

- $P_R \geq P_{Ed}$
- $P_{R_c} \geq P_{R_s}$

Dati di progetto

b(m)=	2.85	m	dimensione trasversale verifica
P_{Ed} (KN)=	6623.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H_{Ed} (KN)=	1137.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m)=	0.85	m	distanza P da incastro
h(m)=	2.00	m	spessore mensola
δ (m)=	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m)=	1.90	m	altezza utile
l(m)=	1.23	m	a+0,2d
λ =	0.72		$\lambda = \text{ctg} \psi \approx l / (0,9d)$

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° 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=	28.5	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	12893.09	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	12893.09
Registro tipo	R2						
n° 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 =	28.5	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	12893.09	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	12893.09
Registro tipo	R3						
n° R3=	0	$\phi 3$ (mm) =	26.0	p3(cm) =	10.0	$\theta 3^\circ$ =	0.0
$A_{\phi i}$ (mm ²) =	530.93	nb tot 3 =	0.0	$A_{\phi TOT}$ (mm ²) =	0.00	$A_{\phi CAL}$ (mm ²) =	0.00

Verifiche di resistenza

Ψ =	0.947	rad	=	54.27	°
P_{R_s} =	12436.3	KN		PRs > PEd - Verifica Soddisfatta	
P_{R_c} =	20127.1	KN		PRc > PRs - Verifica Soddisfatta	

4.9.4 Palo di fondazione $L=24.0m$

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

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

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 3.155 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

$$N_{\max} = 6623 \text{ kN} \quad T = 1137 \text{ kN} \quad M = 1137 * 3.155 = 3586 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 251 \text{ kN} \quad T = 1475 \text{ kN} \quad M = 1475 * 3.155 = 4654 \text{ kNm}$$

$$N = 5603 \text{ kN} \quad T = 1475 \text{ kN} \quad M_{\max} = 1475 * 3.155 = 4654 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

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

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

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

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

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	58 di 61

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

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N° Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N° Barre	Ø
1	0.0	0.0	65.0	30	26
2	0.0	0.0	60.0	30	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe: 14 mm
Passo staffe: 15.0 cm
Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	6623.00	3586.00	0.00	1137.00	0.00
2	935.00	3586.00	0.00	1137.00	0.00
3	5603.00	4654.00	0.00	1475.00	0.00
4	251.00	4654.00	0.00	1475.00	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	5112.00	2431.00	0.00
2	1846.00	2431.00	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

RELAZIONE DI CALCOLO SPALLE

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3E	50	D 09 CL	VI 10 04 001	A	59 di 61

N°Comb.	N	Mx	My
1	4545.00	2267.00 (1969.13)	0.00 (0.00)
2	2116.00	2267.00 (1440.36)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	8.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	7.3 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Totale	Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	6623.00	3586.00	0.00	6623.28	7991.57	0.00	2.23	318.6(53.0)
2	S	935.00	3586.00	0.00	934.74	6737.81	0.00	1.88	318.6(53.0)
3	S	5603.00	4654.00	0.00	5603.07	7848.06	0.00	1.69	318.6(53.0)
4	S	251.00	4654.00	0.00	250.87	6526.52	0.00	1.40	318.6(53.0)

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	0.0	75.0	0.00296	0.0	65.0	-0.00399	0.0	-65.0
2	0.00350	0.0	75.0	0.00274	0.0	65.0	-0.00710	0.0	-65.0
3	0.00350	0.0	75.0	0.00294	0.0	65.0	-0.00440	0.0	-65.0
4	0.00350	0.0	75.0	0.00271	0.0	65.0	-0.00762	0.0	-65.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000053514	-0.000513566	----	----
2	0.000000000	0.000075726	-0.002179439	----	----
3	0.000000000	0.000056436	-0.000732683	----	----
4	0.000000000	0.000079417	-0.002456277	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

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

Ver S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
 Ved Taglio di progetto [kN] = 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-
 ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	1137.00	4028.28	3719.03117.5	96.3	137.0	2.500	1.250	12.1	39.5(0.0)
2	S	1137.00	3537.24	4059.83119.6	105.1	132.8	2.500	1.037	11.1	39.5(0.0)
3	S	1475.00	4004.11	3767.21117.5	97.6	137.4	2.500	1.224	15.5	39.5(0.0)
4	S	1475.00	3448.00	4107.22120.1	106.4	131.5	2.500	1.010	14.2	39.5(0.0)

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	8.48	0.0	0.0	-62.3	0.0	-65.0	1232	42.5
2	S	8.32	0.0	0.0	-147.5	0.0	-65.0	2328	74.3

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

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

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

e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]

sr max Massima distanza tra le fessure [mm]

wk Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi

Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]

My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

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 10 04 001	A	61 di 61

1	S	-0.00038	0	0.500	26.0	87	0.00019 (0.00019)	424	0.079 (0.20)	2037.54	0.00
2	S	-0.00083	0	0.500	26.0	87	0.00045 (0.00044)	434	0.195 (0.20)	1380.16	0.00

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

N°Comb Ver Sc max Xc max Yc max Sf min Xs min Ys min Ac eff. As eff.

1	S	7.89	0.0	0.0	-62.5	0.0	-65.0	1321	42.5
2	S	7.78	0.0	0.0	-125.2	0.0	-65.0	2216	74.3

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00038	0	0.500	26.0	87	0.00019 (0.00019)	433	0.081 (0.20)	1969.13	0.00
2	S	-0.00071	0	0.500	26.0	87	0.00038 (0.00038)	428	0.161 (0.20)	1440.36	0.00