

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



**DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA-CATANIA-PALERMO
NODO DI CATANIA**

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

**INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA
DELL'AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL
TRATTO DI LINEA INTERESSATO.**

MACROFASE FUNZIONALE 2

LOTTO 3

Bretella PA-CT - OPERE CIVILI

Ponti Ferroviari - VI04 Ponte su Affluente Buttaceto Ramo Palermo - Siracusa km 0+380 - Relazione di calcolo Spalle

SCALA:

-

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

RS3H 03 D 09 CL VI0400 003 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autore	Auto autorizzato Data
A	Emissione esecutiva	L.Nani	Febbraio 2020	A.Ferri	Febbraio 2020	S.Vanfiori	Febbraio 2020	Angela Vittozzi	Febbraio 2020

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

File: RS3H.0.3.D.09.CL.VI.04.0.0.003.A

n. Elaborazione:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.1.1	<i>Aspetti legati alle opere di fondazione</i>	<i>5</i>
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	7
3	MATERIALI	8
3.1	VERIFICA S.L.E.	9
3.1.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	<i>9</i>
3.1.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	<i>9</i>
4	ANALISI E VERIFICHE SPALLA	11
4.1	GENERALITÀ	11
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	11
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	11
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	15
4.5	GEOMETRIA DELLA SPALLA	16
4.6	ANALISI DEI CARICHI	19
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	<i>19</i>
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	<i>19</i>
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	<i>20</i>
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	<i>21</i>
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i>	<i>22</i>
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	<i>22</i>
4.6.7	<i>Spinta statica del terrapieno</i>	<i>23</i>
4.6.8	<i>Sovraccarico sul terrapieno</i>	<i>24</i>
4.6.9	<i>Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche</i>	<i>24</i>
4.6.10	<i>Azione sismica</i>	<i>25</i>

4.6.11	<i>Incremento di spinta del terrapieno</i>	31
4.6.12	<i>Inerzie strutturali</i>	31
4.6.13	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	32
4.6.14	<i>Riepilogo risultati</i>	32
4.7	SOLLECITAZIONI	37
4.7.1	<i>Muro paraghiaia</i>	37
4.7.2	<i>Muro frontale</i>	39
4.7.3	<i>Plinto di fondazione</i>	41
4.8	PALI DI FONDAZIONE	43
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	44
4.9.1	<i>Paraghiaia</i>	47
4.9.2	<i>Muro frontale</i>	53
4.9.3	<i>Zattera di fondazione</i>	59
4.9.4	<i>Palo di fondazione</i>	62

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 VI04 della bretella ferroviaria Palermo-Siracusa, viadotto ferroviario previsto nell'ambito del progetto definitivo del Nodo di Catania. In particolare si tratterà la spalla A che presenta l'altezza del paramento maggiore e l'ipotesi di appoggi "fissi" dell'impalcato.

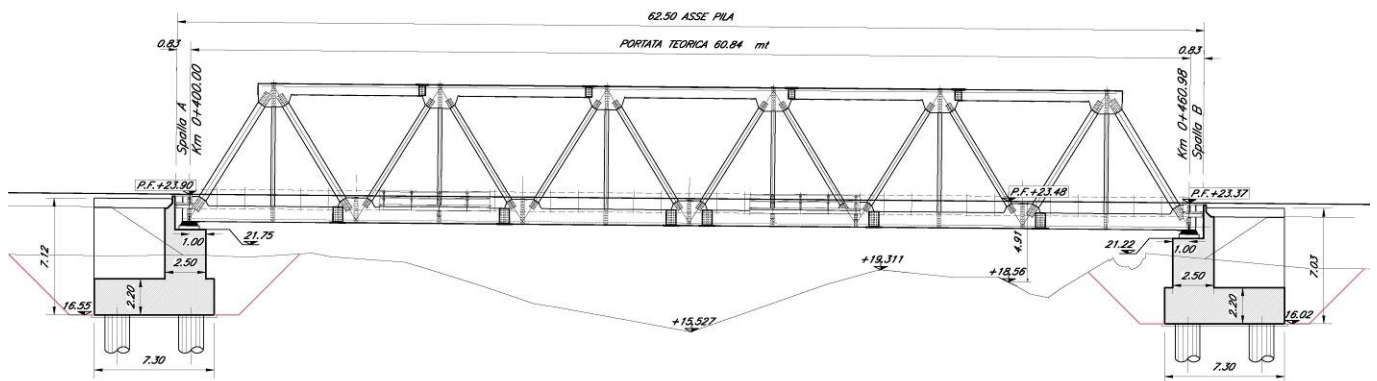
Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate secondo il DM 17 gennaio 2018.

1.1 Descrizione dell'opera

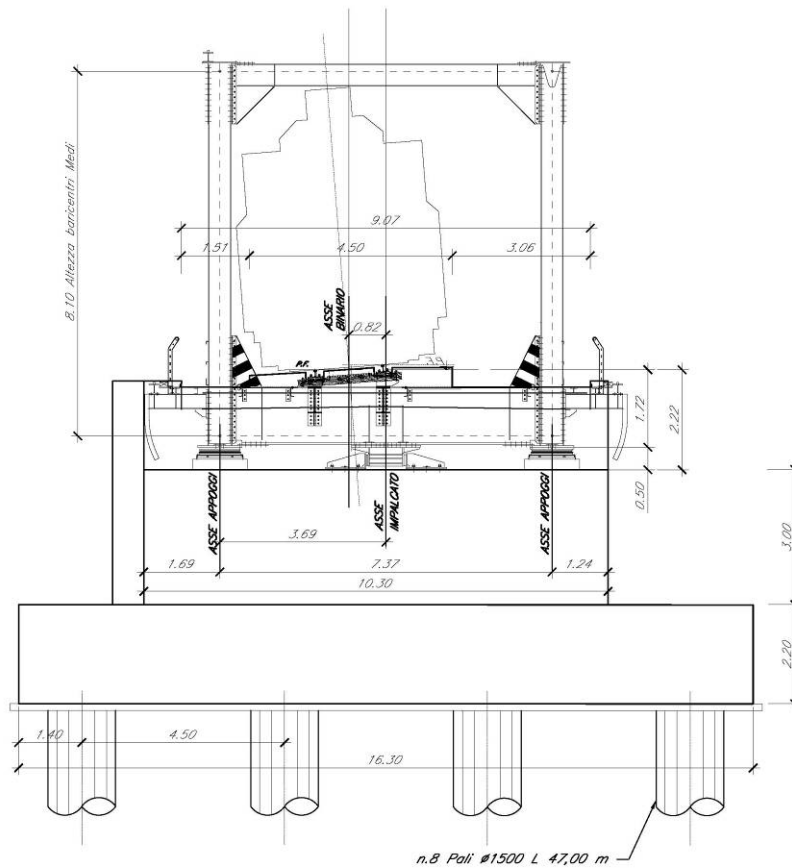
Il viadotto VI04 attraversa un corso d'acqua maggiore affluente del fiume Buttaceto con un'altezza del p.f. rispetto al terreno di circa 4m.

Il viadotto è previsto a singolo binario dal km 0+400.00 (asse giunto spalla A) al km 0+460.98 per uno sviluppo complessivo di 62.50m ed è costituito da un'unica campata isostatica di luce teorica 60.84m.

Per poter rispettare il franco idraulico è stata utilizzata una campata in acciaio a via inferiore ad attacco diretto. Le spalle sono realizzate in c.a. gettato in opera. Gli apparecchi d'appoggio saranno del tipo ad acciaio-teflon.



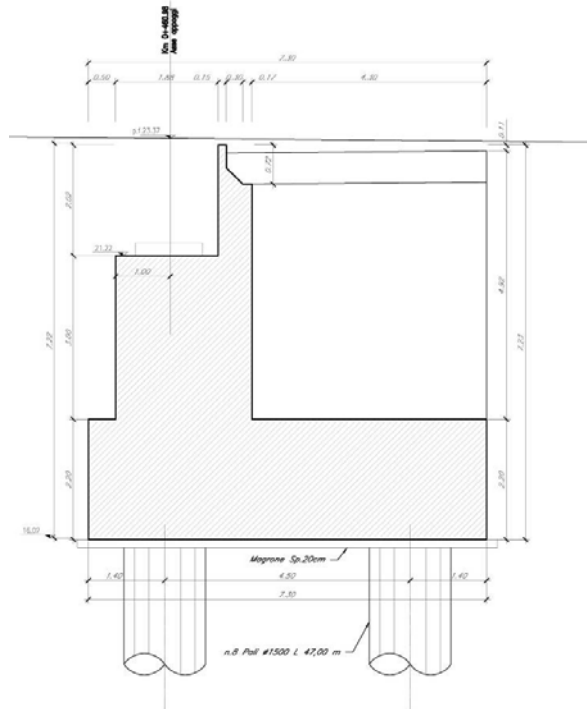
Sezione longitudinale dell'impalcato



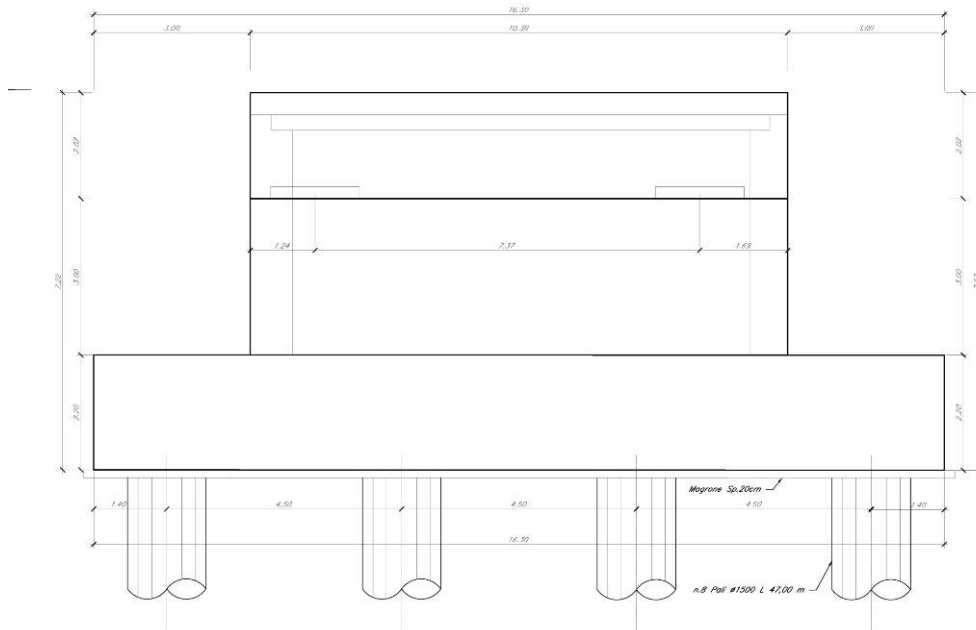
Sezione trasversale dell'impalcato

1.1.1 Aspetti legati alle opere di fondazione

Le fondazioni sono realizzate con plinti su pali di grande diametro, e per la realizzazione degli scavi sono previste opere di protezione per raggiungere la quota d'imposta di progetto delle fondazioni, vista la vicinanza con le arginature del torrente Mendola.



Sezione longitudinale della spalla



Sezione trasversale della spalla



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'
AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA
INTERESSATO.

MACROFASE FUNZIONALE 2
LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	7 di 67

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- [N.1]. Norme Tecniche per le Costruzioni - D.M. 17-01-18 (NTC-2018);
- [N.2]. Circolare n. 7 del 21 gennaio 2019 - Istruzioni per l'Applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;
- [N.3]. Regolamento (UE) N. 1299/2014 della Commissione del 18 novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019
- [N.4]. Eurocodici EN 1991-2: 2003/AC:2010 – Eurocodice 1 – Parte 2
- [N.5]. RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21-12-18 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili
- [N.6]. CNR-DT207/2008 Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni.

3 MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali previsti le sottostrutture sono le seguenti:

➤ Calcestruzzo magro e getto di livellamento

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C12/15
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : X0

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

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C25/30
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO MINIMO = 60 mm
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

➤ Calcestruzzo fondazioni armate

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C28/35
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC2
- COPRIFERRO = 40 mm (**)
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

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

- CLASSE DI RESISTENZA MINIMA C32/40
- CLASSE MINIMA DI CONSISTENZA : S4
- CLASSE DI ESPOSIZIONE AMBIENTALE : XC4, XS1*
- COPRIFERRO = 50 mm (**)
- DIAMETRO MASSIMO INERTI : 25 mm

➤ Acciaio ordinario per calcestruzzo armato

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

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 del 2019", 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 17.1.2018, 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. 7/19.

4 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

4.1 Generalità

La spalla presentano una configurazione a paramento di spessore 2.50 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 0.80 m. L'altezza della spalla **A** (escluso paraghiaia) è pari a 3.00 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 0.6 m ed altezza di circa 2.00 m dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1.50m collegate in testa da una platea di spessore 2.20 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 NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.12. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .

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

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.

⁽⁴⁾ Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

⁽⁵⁾ Aliquota di carico da traffico da considerare.

⁽⁶⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁷⁾ 1,20 per effetti locali

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

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

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



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
 INTERRUPTAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.
 MACROFASE FUNZIONALE 2
 LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA LOTTO CODIFICA DOCUMENTO REV. FOGLIO
 RS3H 03 D 09 CL VI 04 00 003 A 15 di 67

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

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

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

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

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

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

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

4.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

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

4.5 Geometria della spalla

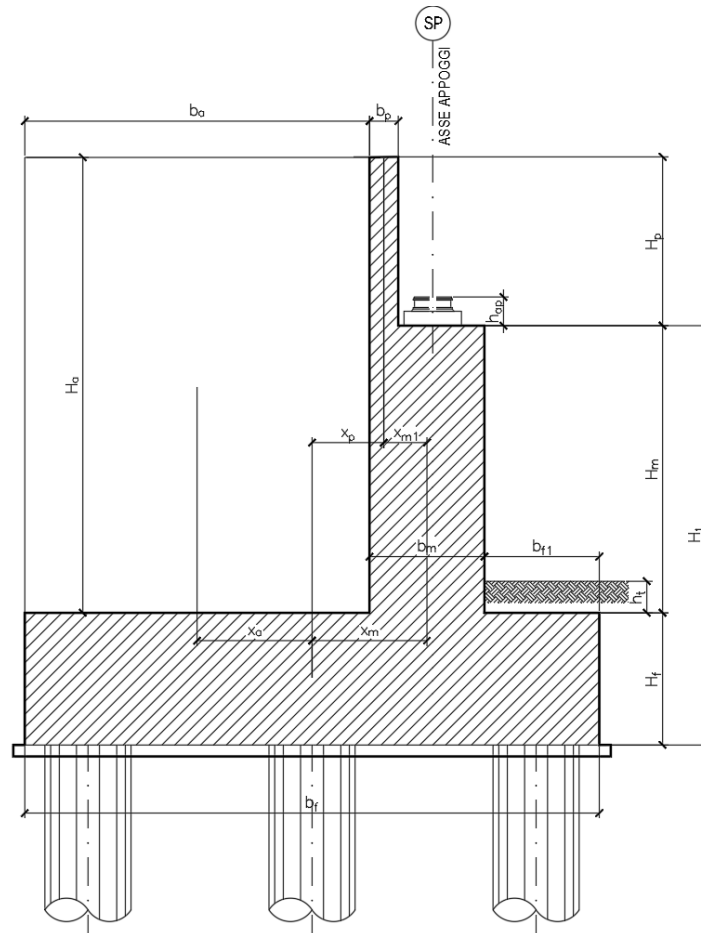


Figura 1 – Significato dei simboli: sezione tipologica

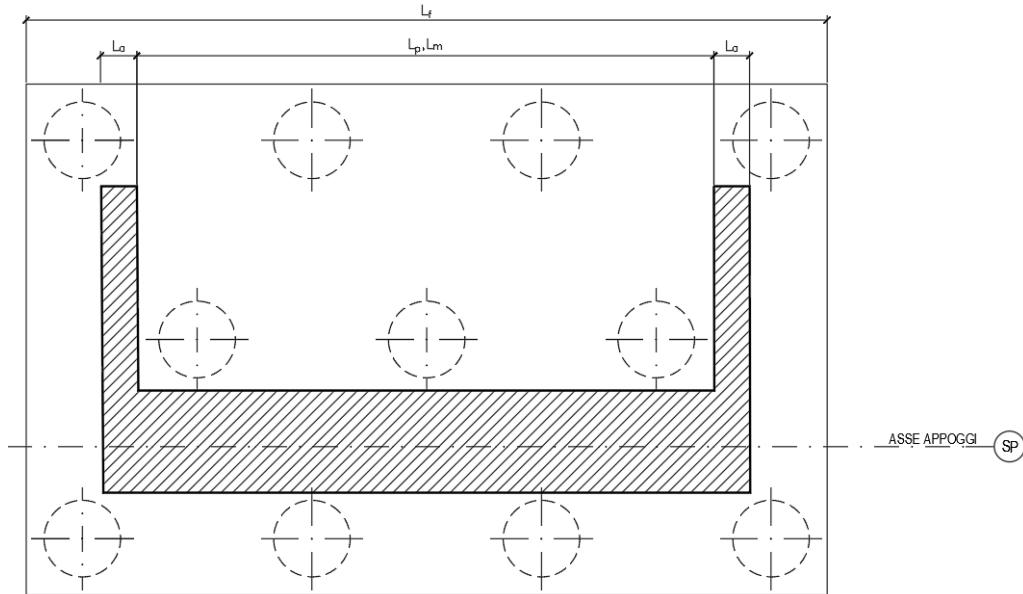


Figura 2 – Significato dei simboli: pianta tipologica

Paraghiaia			
Altezza	H_p	2.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_p	0.6	m
Lunghezza lungo asse Y	L_p	9.50	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		9.50	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_p	0.96	m
Muro frontale			
Altezza	H_m	3.00	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	2.50	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	8.80	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	1.90	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	x_{m1}	-0.94	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0.30	m
Plinto			
Altezza	H_f	2.20	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	7.30	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	16.30	m
Mensola anteriore plinto	b_{f1}	0.50	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1.00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		2.20	m
Muro andatore			
Altezza	H_a	5.00	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	L_a	0.80	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	b_a	4.30	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_a	-1.50	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		38	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		▼	Ko = 0.384
Sisma			
S_s		1.246	
a_g		0.321	
Coefficiente riduttivo		1.00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.400	
Mononobe e Okabe	K_{AF}	0.640	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.200	

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/m^3 .

Impalcato			
N° Binari		1	
Lunghezza	L	62.5	m
Peso Proprio	G1	75	kN/m
Permanenti portati	G2	52	kN/m
Ballast	G2	0	kN/m
n° totale appoggi sulla spalla	n	2	
Reazione appoggio $i = (G1 \cdot L/2)/n$	Ri	1171.9	kN
Reazione appoggio $i = (G2 \cdot L/2)/n$	Ri	812.5	kN
Reazione appoggio $i = (G2 \cdot L/2)/n$ (ballast)	Ri	0	kN

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato vengono ripartiti con il metodo Courbon sul singolo appoggio forniscono i risultati in tabella seguente:

Appoggio	A			B			biz
	FZ	FX	FY	FZ	FX	FY	
Descrizione carico	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]
Peso proprio g1	1172			1172			
Permanenti G2	813			813			
Ballast							
Comb. Nmax Qv	2679			1786			
Comb. Nmax Q frenatura					1750		2.00
Comb. Nmax Q centrifuga							
Comb. Nmax Q serpeggio						55	2.00
Comb. MTmax Qv							
Comb. MTmax Q frenatura							
Comb. MTmax Q centrifuga							
Comb. MTmax Q serpeggio							
Comb. MLmax Qv							
Comb. MLmax Q frenatura							
Comb. MLmax Q centrifuga							
Comb. MLmax Q serpeggio							
Vento Ponte Scarico						151	3.50
Vento Ponte Carico						466	4.00
Attrito permanente		60	60		60	60	
Attrito carichi mobili		80	80		54	54	
Sisma longitudinale		2016			1874		3.00
Sisma trasversale			1008			937	3.00
Sisma verticale	504			468			

4.6.3 Azione del Vento

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

Condizione (ponte carico o scarico)		scarico	carico	
Altitudine sul livello del mare	as	250	250	m
Zona	Z	4	4	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	500	500	m
Parametri	ks	0.36	0.36	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	vb=vb0 * (1+ ks(as/a0-1))	28	28	m/s
Periodo di ritorno considerato	TR	112.5	112.5	anni
	αR	1.05	1.05	
Velocità di riferimento	Vb(TR)	29.28	29.28	m/s
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento	qb=0.5*ρ*vb²	0.54	0.54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		>10	>10	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	II	II	

Vento su impalcato

Parametri	kr	0.19	0.19	
Parametri	z0	0.05	0.05	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	10	10	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2.35	2.35	
Larghezza impalcato	b	9.7	9.7	m
Altezza impalcato	h1	1.2	1.9	m
Altezza treno o parapetto	h2	1.5	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	2.7	5.9	m
Rapporto di forma	b/dtot	3.59	1.64	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	1.42	2.01	

Riepilogo

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

Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	4.8	kN/m
Luce impalcato	L	62.5	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	151	kN/m

Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	14.9	kN/m
Luce impalcato	L	62.5	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	466	kN/m

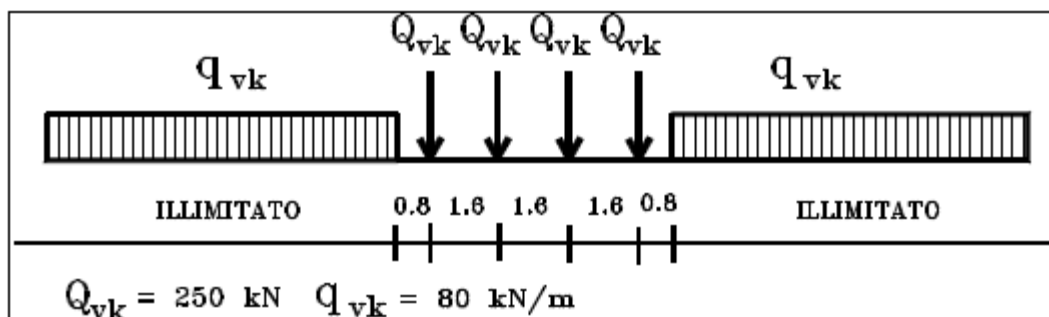
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



Treno di carico LM 71

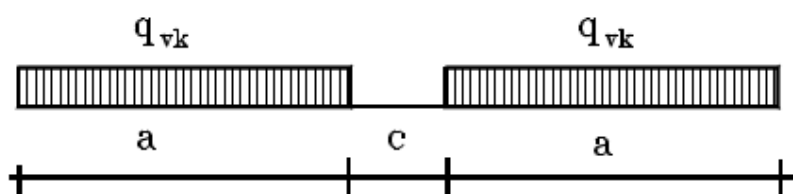
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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

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

➤ Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (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 17.1.2018 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	62.5	m
L _{calc}	62.5	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	50	per SW/2
Q _{lb,k}	1375	per Treno LM 71
Q _{lb,k}	660	per Treno SW/0
Q _{lb,k}	1750	per SW/2
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno LM 71	1375	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per Treno SW/0	660	kN
Q _{lb,k} (filtrata) per SW/2	1750	kN

Avviamento		
L	62.5	m
L _{calc}	62.5	per Treno LM 71
	30	per Treno SW/0
	50	per SW/2
Q _{la,k}	2268.75	per Treno LM 71
Q _{la,k}	1089	per Treno SW/0
Q _{la,k}	1650	per SW/2
Q _{la,k} (filtrata) per Treno LM 71	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata) per Treno SW/0	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata) per SW/2	1000	kN

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

4.6.7 Spinta statica del terrapieno

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

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

$$S_0 = 1/2 * \gamma * H^2 * K_0 \quad (\text{spinta per metro lineare di spalla})$$

l'utilizzo di K_0 è determinato dall'impossibilità, da parte della spalla, di subire spostamenti; si assume $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$.

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

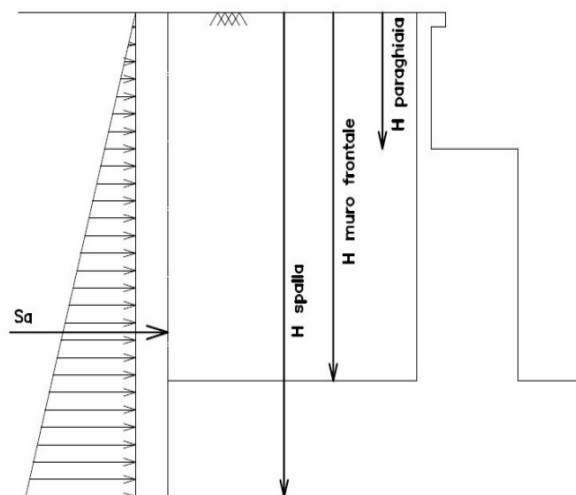


Fig. 1 Spinta statica terreno di rinterro

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

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3 \quad \varphi' = 38^\circ \quad c' = 0$$

4.6.8 Sovraccarico sul terrapieno

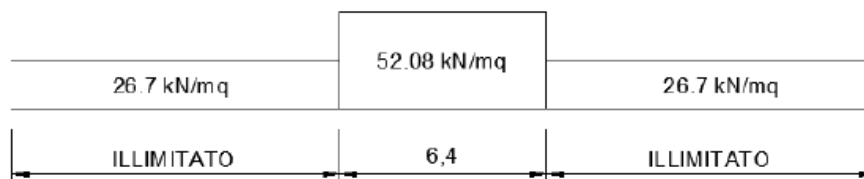
Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

$$q = 58 \text{ kN/m}^2$$

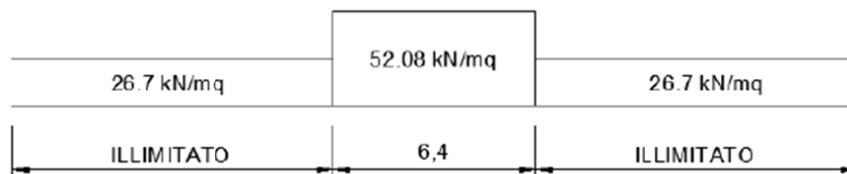
$$S_q = 58 \cdot 0.384 = 22.3 \text{ kN/m}^2$$

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 . Nel caso in esame, il coefficiente α è pari ad 1.1



Risulta dunque:

$$Q = 52.08 \cdot 1.1 = 57.3 \text{ kN/m}^2. \text{ Applicato su una larghezza di 3 metri.}$$

In favore di sicurezza, tale carico, viene esteso su tutta l'impronta del rilevato.

4.6.9 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 58 \text{ kN/m}^2$ 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 $H/2$.

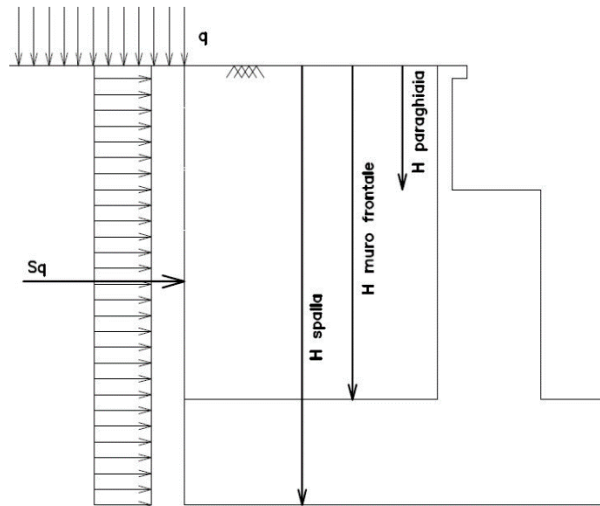


Fig. 2 : Spinta statica sovraccarico accidentale

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. 17 gennaio 2018 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.

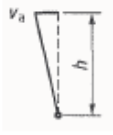
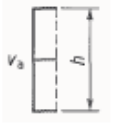

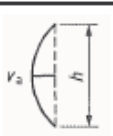
Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso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

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

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

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

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

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

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

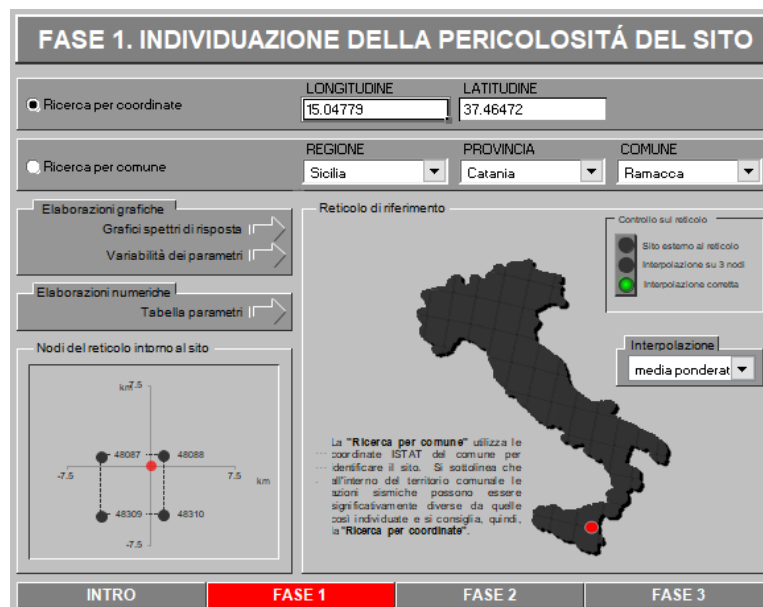
La spinta totale di progetto E_d esercitata dal terrapieno ed agente sull'opera di sostegno in condizioni sismiche è dunque data dalla somma della spinta a riposo, della spinta sismica e della spinta statica data dal sovraccarico accidentale combinata al 20% così come riportato nella Tabella 5.2.V delle NTC2018.

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

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

➤ Valori di progetto

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



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

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

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

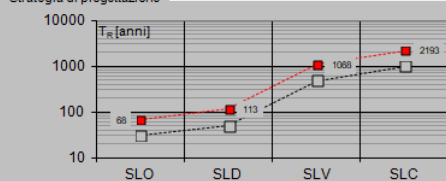
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	$SLO - P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="68"/>
	$SLD - P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="113"/>
Stati limite ultimi - SLU	$SLV - P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1068"/>
	$SLC - P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2193"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategie per costruzioni ordinarie
- Strategie scelte

INTRO FASE 1 **FASE 2** FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **C** info $S_E = 1.246$ $C_U = 1.351$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.000$ info
(In quota sito, Finalizza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

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

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_s Regol. in altezza **si** info

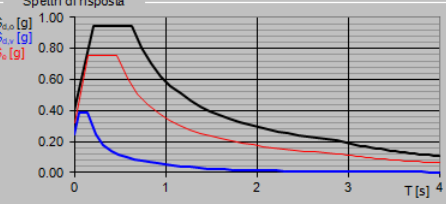
Compon. verticale

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

Elaborazioni

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

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

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

INTRO FASE 1 FASE 2 **FASE 3**

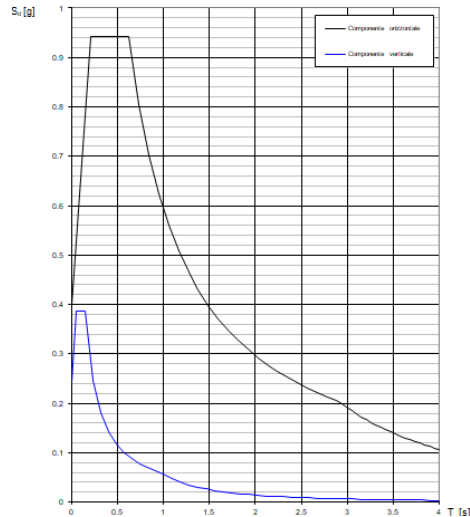
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0.321 g
F_n	2.357
T_c^*	0.466 s
S_s	1.246
C_c	1.351
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.246
η	1.000
T_B	0.210 s
T_C	0.629 s
T_D	2.884 s

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



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](#).

Mononobe e Okabe			
Inclinazione Paramento	α	90.0	
Angolo d'attrito interno	ϕ	38.0	°
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0.400	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0.200	
$\theta (+k_v)$		18.4	
$\theta (-k_v)$		26.6	
Mononobe e Okabe (+ k_v)	K_{AE}	0.459	
Mononobe e Okabe (- k_v)	K_{AE}	0.640	

4.6.12 Inerzie strutturali

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

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

4.6.13 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

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

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

dove

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

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

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

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

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

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	285			0.00	0.00	1.00	0	0
Rinterro	g3		146		0.00	0.00	0.67	0	97
					0.00	0.00	2.00	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			387		0.00	0.00	1.00	0	387

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	285	0	0	-0.94		4.00	0	-268
Muro frontale	g1	1950	0	0			1.50	0	0
Totale Permanenti		2235	0	0				0	-268
Rinterro	g3		999	0			1.67	0	1665
Sovr. acc. sul rilevato			968	0			2.50	0	2419

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	285			0.96	0.00	6.20	0	274
Muro frontale	g1	1950			1.90	0.00	3.70	0	3705
Plinto	g1	6544			0.00	0.00	1.10	0	0
Muri andatori	g1	860			-1.50	0.00	4.70	0	-1290
Totale Permanenti		9639						0	2689
Rinterro	g3	3784			-1.50	0.00	4.70	0	-5676
Ricop. Plinto	g3	965			1.50	0.00	2.70	0	1448
Sovr. acc. sul rilevato		2165			-1.50	0.00	7.20	0	-3248
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		2072		-1.50	0.00	2.40	0	4973
Sovr. acc. sul rilevato			1393		0.00	0.00	3.60	0	5016

➤ 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	285			0.00	0.00	1.00	0	0
Rinterro	g3		90		0.00	0.00	0.67	0	60
Sovr. acc. sul rilevato			240		0.00	0.00	1.00	0	240

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	114	0	0.00	0.00	1.00	0	114
Rinterro	Inerzia		654				1.00	0	654
	Sovraspinta		167				0.67	0	112
Rinterro [totale]			821					0	765
Sovr. acc. sul rilevato			240		0.00	0.00	1.00	0	240
Totale generale			1174					0	1119

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	114	0.00	0.00	1.00	114	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	57	0	0	0.00	0.00	1.00	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	285	0	0	-0.94		4.00	0	-268
Muro frontale	g1	1950	0	0			1.50	0	0
Totale Permanenti		2235	0	0				0	-268
Rinterro	g3		618	0			1.67	0	1031
Sovr. acc. sul rilevato			599	0			2.50	0	1497

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		114		-0.94	0.00	4.00	0	456
Muro frontale	q6		780		0.00	0.00	1.50	0	1170
Rinterro	Inerzia		1513				2.50	0	3784
	Sovraspinta		1046				1.67	0	1744
Rinterro [totale]			2560					0	5527
Sovr. acc. sul rilevato			599				2.50	0	1497
Totale generale			4053					0	8650

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			114	-0.94	0.00	4.00	456	0
Muro frontale	q6			780	0.00	0.00	1.50	1170	0
Rinterro					0.00	0.00	0.00	0	0
Totale generale				894				1626	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	57			-0.94	0.00	4.00	0	-54
Muro frontale	q6	390			0.00	0.00	1.50	0	0
Totale generale		447						0	-54

FONDAZIONE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z [kN]	F _X [kN]	F _Y [kN]	b _{ix} [m]	b _{iy} [m]	b _{iz} [m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Paraghiaia	g1	285			0.96	0.00	6.20	0	274
Muro frontale	g1	1950			1.90	0.00	3.70	0	3705
Plinto	g1	6544			0.00	0.00	1.10	0	0
Muri andatori	g1	860			-1.50	0.00	4.70	0	-1290
Totale Permanenti		9639						0	2689
Rinterro	g3	3784			-1.50	0.00	4.70	0	-5676
Ricop. Plinto	g3	965			1.50	0.00	2.70	0	1448
Sovr. acc. sul rilevato		2165			-1.50	0.00	7.20	0	-3248
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		1283		-1.50	0.00	2.40	0	3078
Sovr. acc. sul rilevato			862		0.00	0.00	3.60	0	3105

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond sismica x

Descrizione carico		F _Z [kN]	F _X [kN]	F _Y [kN]	b _{ix} [m]	b _{iy} [m]	b _{iz} [m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Paraghiaia	q _s		114		0.96	0.00	6.20	0	707
Muro frontale	q _s		780		1.90	0.00	3.70	0	2886
Plinto	q _s		2618		0.00	0.00	1.10	0	2879
Muri andatori	q _s		344		-1.50	0.00	4.70	0	1617
Rinterro	Inerzia		1513		-1.50	0.00	4.70	0	7113
	Sovrappinta		2170		-1.50	0.00	2.40	0	5207
Rinterro [totale]			3683				4.70	0	12320
Sovr. acc. sul rilevato			862		-1.50		4.70	0	3105
Totale generale			8401						23513

cond sismica y

Descrizione carico		F _Z [kN]	F _X [kN]	F _Y [kN]	b _{ix} [m]	b _{iy} [m]	b _{iz} [m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Paraghiaia	q _s			114	0.96	0.00	6.20	707	0
Muro frontale	q _s			780	1.90	0.00	3.70	2886	0
Plinto	q _s			2618	0.00	0.00	1.10	2879	0
Muri andatori	q _s			344	-1.50	0.00	4.70	1617	0
Rinterro	Inerzia			1513	0.00		4.70	7113	0
	Sovrappinta			429			2.40	1029	0
Rinterro [totale]				1942				8142	0
Sovr. acc. sul rilevato				862	-1.50		7.20	6209	0
Totale generale				6660				22439	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F _Z [kN]	F _X [kN]	F _Y [kN]	b _{ix} [m]	b _{iy} [m]	b _{iz} [m]	M _x [kNm]	M _y [kNm]
Paraghiaia	q _s	57			0.96	0.00	6.20	0.00	55
Muro frontale	q _s	390			1.90	0.00	3.70	0.00	741
Plinto	q _s	1309			0.00	0.00	1.10	0.00	0
Muri andatori	q _s	172			-1.50	0.00	4.70	0.00	-258
Rinterro	q _s	757			-1.50	0.00	4.70	0.00	-1135
Ricop. Plinto	q _s	193			1.50	0.00	2.70	0.00	290
Totale generale		2878						0.00	-308



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'
AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA
INTERESSATO.

MACROFASE FUNZIONALE 2
LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	37 di 67

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	285	674	0	0	610
A2 - SLU - MT max gr.1	285	674	0	0	610
A2 - SLU - ML max gr.1	285	674	0	0	610
A2 - SLU - N max gr.3	285	674	0	0	610
A2 - SLU - MT max gr.3	285	674	0	0	610
A2 - SLU - ML max gr.3	285	674	0	0	610
A2 - SLU - Vento ponte scarico	285	190	0	0	127
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	285	484	0	0	484
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	285	484	0	0	484
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	285	484	0	0	484
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	285	484	0	0	484
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	285	484	0	0	484
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	285	484	0	0	484
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	285	0	0	0	0
A1 - SLU - N max gr.1	385	780	0	0	707
A1 - SLU - MT max gr.1	385	780	0	0	707
A1 - SLU - ML max gr.1	385	780	0	0	707
A1 - SLU - N max gr.3	385	780	0	0	707
A1 - SLU - MT max gr.3	385	780	0	0	707
A1 - SLU - ML max gr.3	385	780	0	0	707
A1 - SLU - Vento ponte scarico	385	219	0	0	146
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	285	561	0	0	561
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	285	561	0	0	561
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	285	561	0	0	561
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	285	561	0	0	561
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	285	561	0	0	561
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	285	561	0	0	561
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	285	0	0	0	0
SLE rara - N max gr.1	285	533	0	0	484
SLE rara - MT max gr.1	285	533	0	0	484
SLE rara - ML max gr.1	285	533	0	0	484
SLE rara - N max gr.3	285	533	0	0	484
SLE rara - MT max gr.3	285	533	0	0	484
SLE rara - ML max gr.3	285	533	0	0	484
SLE rara - Vento ponte scarico	285	533	0	0	484
SLE freq.- N max gr.1	285	533	0	0	484
SLE freq.- MT max gr.1	285	533	0	0	484
SLE freq.- ML max gr.1	285	533	0	0	484
SLE freq.- N max gr.3	285	533	0	0	484
SLE freq.- MT max gr.3	285	533	0	0	484
SLE freq.- ML max gr.3	285	533	0	0	484
SLE freq.- Vento ponte scarico	285	146	0	0	97
SLE quasi permanente	285	146	0	0	97
SLV - N max	342	419	34	34	372
SLV - MT max gr.1	302	419	114	114	372
SLV - ML max gr.1	302	1073	34	34	987
SLV - MT max gr.3	268	419	114	114	372
SLV - ML max gr.3	268	1073	34	34	987
SLV - N min	228	419	34	34	372

Tabella 3 – Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'
AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA
INTERESSATO.
MACROFASE FUNZIONALE 2
LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	39 di 67

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	12274	3889	719	8165	14813
A2 - SLU - MT max gr.1	6693	2795	650	3664	7232
A2 - SLU - ML max gr.1	6693	2795	650	3664	7232
A2 - SLU - N max gr.3	12274	4983	684	7980	20719
A2 - SLU - MT max gr.3	6693	2795	650	3664	7232
A2 - SLU - ML max gr.3	6693	2795	650	3664	7232
A2 - SLU - Vento ponte scarico	6693	1418	315	1759	3639
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	10160	2590	719	8165	12014
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	4579	1496	650	3664	4433
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	4579	1496	650	3664	4433
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	10160	3684	684	7980	17920
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	4579	1496	650	3664	4433
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	4579	1496	650	3664	4433
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	4579	119	315	1759	840
A1 - SLU - N max gr.1	15095	4526	854	9532	17326
A1 - SLU - MT max gr.1	8621	3257	774	4311	8532
A1 - SLU - ML max gr.1	8621	3257	774	4311	8532
A1 - SLU - N max gr.3	15095	5796	814	9317	24186
A1 - SLU - MT max gr.3	8621	3257	774	4311	8532
A1 - SLU - ML max gr.3	8621	3257	774	4311	8532
A1 - SLU - Vento ponte scarico	8621	1660	387	2110	4364
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	11053	3027	854	9532	13943
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	4579	1758	774	4311	5150
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	4579	1758	774	4311	5150
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	11053	4297	814	9317	20804
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	4579	1758	774	4311	5150
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	4579	1758	774	4311	5150
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	4579	119	346	1968	840
SLE rara - N max gr.1	10670	3095	588	6531	11932
SLE rara - MT max gr.1	6205	2220	533	2929	5868
SLE rara - ML max gr.1	6205	2220	533	2929	5868
SLE rara - N max gr.3	10670	3970	560	6382	16657
SLE rara - MT max gr.3	6205	2220	533	2929	5868
SLE rara - ML max gr.3	6205	2220	533	2929	5868
SLE rara - Vento ponte scarico	6205	2086	270	1447	5412
SLE freq.- N max gr.1	9777	2893	270	3650	10628
SLE freq.- MT max gr.1	6205	2193	226	769	5777
SLE freq.- ML max gr.1	6205	2193	226	769	5777
SLE freq.- N max gr.3	9777	3593	248	3531	14408
SLE freq.- MT max gr.3	6205	2193	226	769	5777
SLE freq.- ML max gr.3	6205	2193	226	769	5777
SLE freq.- Vento ponte scarico	6205	1118	195	926	2994
SLE quasi permanente	6205	1118	119	405	2994
SLV - N max	8517	3378	949	5368	14558
SLV - MT max gr.1	6631	3028	2925	14407	12233
SLV - ML max gr.1	6631	8168	938	4555	34668
SLV - MT max gr.3	5779	3028	2925	14328	12090
SLV - ML max gr.3	5779	8168	938	4476	34525
SLV - N min	5679	3378	949	5104	14082

Tabella 4 – Sollecitazioni alla base del muro frontale

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



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL'
AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA
INTERESSATO.
MACROFASE FUNZIONALE 2
LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	41 di 67

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	28559	5816	719	9747	37871
A2 - SLU - MT max gr.1	22978	4722	650	5094	17279
A2 - SLU - ML max gr.1	22978	4722	650	5094	17279
A2 - SLU - N max gr.3	28559	6909	684	9485	46183
A2 - SLU - MT max gr.3	22978	4722	650	5094	17279
A2 - SLU - ML max gr.3	22978	4722	650	5094	17279
A2 - SLU - Vento ponte scarico	20271	2813	315	2453	14131
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	20271	3122	719	9747	32252
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	14690	2028	650	5094	11660
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	14690	2028	650	5094	11660
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	20271	4216	684	9485	40564
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	14690	2028	650	5094	11660
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	14690	2028	650	5094	11660
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	11983	119	315	2453	8512
A1 - SLU - N max gr.1	35354	6752	854	11411	45513
A1 - SLU - MT max gr.1	28880	5483	774	6014	21627
A1 - SLU - ML max gr.1	28880	5483	774	6014	21627
A1 - SLU - N max gr.3	35354	8023	814	11108	55169
A1 - SLU - MT max gr.3	28880	5483	774	6014	21627
A1 - SLU - ML max gr.3	28880	5483	774	6014	21627
A1 - SLU - Vento ponte scarico	25741	3269	387	2962	17975
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	21597	3644	854	11411	36283
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	15123	2375	774	6014	12398
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	15123	2375	774	6014	12398
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	21597	4915	814	11108	45939
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	15123	2375	774	6014	12398
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	15123	2375	774	6014	12398
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	11983	119	346	2728	8512
SLE rara - N max gr.1	24989	4593	588	7823	31826
SLE rara - MT max gr.1	20524	3718	533	4101	15353
SLE rara - ML max gr.1	20524	3718	533	4101	15353
SLE rara - N max gr.3	24989	5468	560	7614	38476
SLE rara - MT max gr.3	20524	3718	533	4101	15353
SLE rara - ML max gr.3	20524	3718	533	4101	15353
SLE rara - Vento ponte scarico	20524	3585	270	2041	14603
SLE freq. - N max gr.1	24096	4392	270	4245	28382
SLE freq. - MT max gr.1	20524	3692	226	1267	15203
SLE freq. - ML max gr.1	20524	3692	226	1267	15203
SLE freq. - N max gr.3	24096	5092	248	4078	33702
SLE freq. - MT max gr.3	20524	3692	226	1267	15203
SLE freq. - ML max gr.3	20524	3692	226	1267	15203
SLE freq. - Vento ponte scarico	18359	2191	195	1354	12835
SLE quasi permanente	18359	2191	119	667	12835
SLV - N max	23535	5320	2472	11620	33343
SLV - MT max gr.1	19947	4970	8001	34723	27436
SLV - ML max gr.1	19947	12970	2461	10783	65140
SLV - MT max gr.3	17637	4970	8001	34643	26337
SLV - ML max gr.3	17637	12970	2461	10704	64041
SLV - N min	15835	5320	2472	11356	29680

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
Al - SLU - N max gr.1	35354	6752	854	11411	45513	7328	1510	851
Al - SLU - MT max gr.1	28880	5483	774	6014	21627	5012	2208	692
Al - SLU - ML max gr.1	28880	5483	774	6014	21627	5012	2208	692
Al - SLU - N max gr.3	35354	8023	814	11108	55169	7854	984	1008
Al - SLU - MT max gr.3	28880	5483	774	6014	21627	5012	2208	692
Al - SLU - ML max gr.3	28880	5483	774	6014	21627	5012	2208	692
Al - SLU - Vento ponte scarico	25741	3269	387	2962	17975	4315	2120	411
Al - SLU Gmin - N max gr.1	21597	3644	854	11411	36283	5096	304	468
Al - SLU Gmin - MT max gr.1	15123	2375	774	6014	12398	2780	1001	312
Al - SLU Gmin - ML max gr.1	15123	2375	774	6014	12398	2780	1001	312
Al - SLU Gmin - N max gr.3	21597	4915	814	11108	45939	5622	-223	623
Al - SLU Gmin - MT max gr.3	15123	2375	774	6014	12398	2780	1001	312
Al - SLU Gmin - ML max gr.3	15123	2375	774	6014	12398	2780	1001	312
Al - SLU Gmin - Vento ponte scarico	11983	119	346	2728	8512	2062	934	46

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	23535	5320	2472	11620	33343	5182	702	733
SLV - MT max gr.1	19947	4970	8001	34723	27436	5175	-188	1177
SLV - ML max gr.1	19947	12970	2461	10783	65140	6472	-1485	1650
SLV - MT max gr.3	17637	4970	8001	34643	26337	4823	-413	1177
SLV - ML max gr.3	17637	12970	2461	10704	64041	6119	-1710	1650
SLV - N min	15835	5320	2472	11356	29680	4007	-48	733

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	24989	4593	588	7823	31826	5153	1095	579
SLE rara - MT max gr.1	20524	3718	533	4101	15353	3555	1576	470
SLE rara - ML max gr.1	20524	3718	533	4101	15353	3555	1576	470
SLE rara - N max gr.3	24989	5468	560	7614	38476	5515	732	687
SLE rara - MT max gr.3	20524	3718	533	4101	15353	3555	1576	470
SLE rara - ML max gr.3	20524	3718	533	4101	15353	3555	1576	470
SLE rara - Vento ponte scarico	20524	3585	270	2041	14603	3445	1686	449

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	285	674	0	0	610
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	285	674	0	0	610
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	285	674	0	0	610
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	285	674	0	0	610
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	285	674	0	0	610
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	385	780	0	0	707
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	385	780	0	0	707
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	385	780	0	0	707
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	385	780	0	0	707
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	385	780	0	0	707
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	285	533	0	0	484
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	285	533	0	0	484
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	285	533	0	0	484
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	285	533	0	0	484
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.1	285	533	0	0	484
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	285	533	0	0	484
	Tx,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	285	533	0	0	484
	Ty,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	285	533	0	0	484
	Mxx _{max}	SLE freq. - N max gr.1	285	533	0	0	484
	Myy _{max}	SLE freq. - N max gr.1	285	533	0	0	484
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	285	146	0	0	97
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	342	419	34	34	372
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	302	1073	34	34	987
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	302	419	114	114	372
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	302	419	114	114	372
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	302	1073	34	34	987

**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	12274	3889	719	8165	14813
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	12274	4983	684	7980	20719
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	12274	3889	719	8165	14813
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	12274	3889	719	8165	14813
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	12274	4983	684	7980	20719
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	15095	4526	854	9532	17326
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	15095	5796	814	9317	24186
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	15095	4526	854	9532	17326
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	15095	4526	854	9532	17326
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	15095	5796	814	9317	24186
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	10670	3095	588	6531	11932
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	10670	3970	560	6382	16657
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	10670	3095	588	6531	11932
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	10670	3095	588	6531	11932
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	10670	3970	560	6382	16657
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	9777	2893	270	3650	10628
	Tx,A _{max}	SLE freq. - N max gr.3	9777	3593	248	3531	14408
	Ty,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	9777	2893	270	3650	10628
	Mxx _{max}	SLE freq. - N max gr.1	9777	2893	270	3650	10628
	Myy _{max}	SLE freq. - N max gr.3	9777	3593	248	3531	14408
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	6205	1118	119	405	2994
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	8517	3378	949	5368	14558
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	6631	8168	938	4555	34668
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	6631	3028	2925	14407	12233
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	6631	3028	2925	14407	12233
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	6631	8168	938	4555	34668

**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	28559	5816	719	9747	37871
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	28559	6909	684	9485	46183
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	28559	5816	719	9747	37871
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	28559	5816	719	9747	37871
	Myy _{max}	A2 - SLU - N max gr.3	28559	6909	684	9485	46183
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	35354	6752	854	11411	45513
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	35354	8023	814	11108	55169
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	35354	6752	854	11411	45513
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	35354	6752	854	11411	45513
	Myy _{max}	A1 - SLU - N max gr.3	35354	8023	814	11108	55169
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	24989	4593	588	7823	31826
	Tx,A _{max}	SLE rara - N max gr.3	24989	5468	560	7614	38476
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	24989	4593	588	7823	31826
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	24989	4593	588	7823	31826
	Myy _{max}	SLE rara - N max gr.3	24989	5468	560	7614	38476
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	24096	4392	270	4245	28382
	Tx,A _{max}	SLE freq. - N max gr.3	24096	5092	248	4078	33702
	Ty,A _{max}	SLE freq. - N max gr.1	24096	4392	270	4245	28382
	Mxx _{max}	SLE freq. - N max gr.1	24096	4392	270	4245	28382
	Myy _{max}	SLE freq. - N max gr.3	24096	5092	248	4078	33702
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	18359	2191	119	667	12835
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	23535	5320	2472	11620	33343
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	19947	12970	2461	10783	65140
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	19947	4970	8001	34723	27436
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	19947	4970	8001	34723	27436
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	19947	12970	2461	10783	65140

4.9.1 Paraghiaia

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

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 60x950 cm

Armatura verticale

$A_s = \phi 16/10$ (lato controterra)

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

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 12/20$

$A'_s = \phi 12/20$

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 $\beta_1 \cdot \beta_2$:		1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:		0.50	
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50	MPa	

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	48 di 67

Classe Conglomerato: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	950.0
3	60.0	950.0
4	60.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	8.0	8.0	16
2	8.0	942.0	16
3	52.0	942.0	16
4	52.0	8.0	16

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	92	16
2	3	4	46	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	385.00	0.00	707.00	0.00	780.00
2	385.00	0.00	707.00	0.00	780.00
3	385.00	0.00	707.00	0.00	780.00
4	385.00	0.00	707.00	0.00	780.00
5	385.00	0.00	707.00	0.00	780.00
6	342.00	34.00	372.00	34.00	419.00
7	302.00	34.00	987.00	34.00	1073.00
8	302.00	114.00	372.00	114.00	419.00
9	302.00	114.00	372.00	114.00	419.00
10	302.00	34.00	987.00	34.00	1073.00

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

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	49 di 67

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	285.00	0.00	484.00
2	285.00	0.00	484.00
3	285.00	0.00	484.00
4	285.00	0.00	484.00
5	285.00	0.00	484.00

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	285.00	0.00 (0.00)	484.00 (2140.30)
2	285.00	0.00 (0.00)	484.00 (2140.30)
3	285.00	0.00 (0.00)	484.00 (2140.30)
4	285.00	0.00 (0.00)	484.00 (2140.30)
5	285.00	0.00 (0.00)	484.00 (2140.30)

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	285.00	0.00 (0.00)	97.00 (2862.27)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.2 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.4 cm

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

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

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	50 di 67

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	385.00	0.00	707.00	385.24	0.04	3834.77	5.41285.5(102.1)	
2	S	385.00	0.00	707.00	385.24	0.04	3834.77	5.41285.5(102.1)	
3	S	385.00	0.00	707.00	385.24	0.04	3834.77	5.41285.5(102.1)	
4	S	385.00	0.00	707.00	385.24	0.04	3834.77	5.41285.5(102.1)	
5	S	385.00	0.00	707.00	385.24	0.04	3834.77	5.41285.5(102.1)	
6	S	342.00	34.00	372.00	341.91	363.00	3848.65	10.29285.5(102.1)	
7	S	302.00	34.00	987.00	301.85	122.59	3823.26	3.87285.5(102.1)	
8	S	302.00	114.00	372.00	302.20	1163.96	3834.72	10.25285.5(102.1)	
9	S	302.00	114.00	372.00	302.20	1163.96	3834.72	10.25285.5(102.1)	
10	S	302.00	34.00	987.00	301.85	122.59	3823.26	3.87285.5(102.1)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 x/d Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
 Xs min Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
 es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
 Xs max Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
 Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.125	60.0	950.0	-0.00080	52.0	942.0	-0.02447	8.0	8.0
2	0.00350	0.125	60.0	950.0	-0.00080	52.0	942.0	-0.02447	8.0	8.0
3	0.00350	0.125	60.0	950.0	-0.00080	52.0	942.0	-0.02447	8.0	8.0
4	0.00350	0.125	60.0	950.0	-0.00080	52.0	942.0	-0.02447	8.0	8.0
5	0.00350	0.125	60.0	950.0	-0.00080	52.0	942.0	-0.02447	8.0	8.0
6	0.00350	0.125	60.0	950.0	-0.00076	52.0	942.0	-0.02442	8.0	8.0
7	0.00350	0.125	60.0	950.0	-0.00081	52.0	942.0	-0.02456	8.0	8.0
8	0.00350	0.126	60.0	950.0	-0.00072	52.0	942.0	-0.02423	8.0	8.0
9	0.00350	0.126	60.0	950.0	-0.00072	52.0	942.0	-0.02423	8.0	8.0
10	0.00350	0.125	60.0	950.0	-0.00081	52.0	942.0	-0.02456	8.0	8.0

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	0.000537847	0.000000000	-0.028770840	0.125	0.700
2	0.000537847	0.000000000	-0.028770840	0.125	0.700
3	0.000537847	0.000000000	-0.028770840	0.125	0.700
4	0.000537847	0.000000000	-0.028770840	0.125	0.700
5	0.000537847	0.000000000	-0.028770840	0.125	0.700
6	0.000532524	0.000000248	-0.028687155	0.125	0.700
7	0.000538077	0.000000084	-0.028864261	0.125	0.700

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	51 di 67

8	0.000527759	0.000000309	-0.028458700	0.126	0.700
9	0.000527759	0.000000309	-0.028458700	0.126	0.700
10	0.000538077	0.000000084	-0.028864261	0.125	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	780.00	2621.31	52.0	950.0	0.0058	0.07
2	S	780.00	2621.31	52.0	950.0	0.0058	0.07
3	S	780.00	2621.31	52.0	950.0	0.0058	0.07
4	S	780.00	2621.31	52.0	950.0	0.0058	0.07
5	S	780.00	2621.31	52.0	950.0	0.0058	0.07
6	S	419.02	2615.77	52.0	950.0	0.0058	0.06
7	S	1073.01	2610.54	52.0	950.0	0.0058	0.05
8	S	419.07	2610.59	52.0	950.0	0.0058	0.05
9	S	419.07	2610.59	52.0	950.0	0.0058	0.05
10	S	1073.01	2610.54	52.0	950.0	0.0058	0.05

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0
2	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0
3	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0
4	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0
5	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0

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

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

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	52 di 67

wk Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max^*(e_{sm} - e_{cm}) [(7.8)EC2 \text{ e } (C4.1.7)NTC]$. 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	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30
2	S	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30
3	S	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30
4	S	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30
5	S	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0
2	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0
3	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0
4	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0
5	S	1.41	60.0	950.0	-47.2	8.0	28.1	14250	189.0

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	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30
2	S	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30
3	S	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30
4	S	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30
5	S	-0.00029	0	0.500	16.0	72	0.00014 (0.00014)	450	0.064 (0.20)	0.00	2140.30

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	0.28	60.0	950.0	-4.3	8.0	38.1	10450	189.0

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00003	0	0.500	16.0	72	0.00001 (0.00001)	395	0.005 (0.20)	0.00	2862.27

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 250x880 cm

Armatura verticale

$$A_s = \phi 26/10 + \phi 26/20 \text{ (lato controterra)}$$

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

Armatura orizzontale

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

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

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.800 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.400 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	33643.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.100 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	182.60 daN/cm ²
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
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

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	54 di 67

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	880.0
3	250.0	880.0
4	250.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	9.0	9.0	26
2	9.0	871.0	26
3	241.0	871.0	26
4	241.0	9.0	26
5	15.0	9.0	26
6	15.0	871.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	84	26
2	3	4	84	26
3	5	6	42	26

ARMATURE A TAGLIO

Diametro staffe:	8 mm
Passo staffe:	2.7 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	15095.00	9532.00	17326.00	854.00	4526.00
2	15095.00	9317.00	24186.00	814.00	5796.00
3	15095.00	9532.00	17326.00	854.00	4526.00
4	15095.00	9532.00	17326.00	854.00	4526.00
5	15095.00	9317.00	24186.00	814.00	5796.00
6	8517.00	5368.00	14558.00	949.00	3378.00

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	55 di 67

7	6631.00	4555.00	34668.00	938.00	8168.00
8	6631.00	14407.00	12233.00	2925.00	3028.00
9	6631.00	14407.00	12233.00	2925.00	3028.00
10	6631.00	4555.00	34668.00	938.00	8168.00

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	10670.00	6531.00	11932.00
2	10670.00	6382.00	16657.00
3	10670.00	6531.00	11932.00
4	10670.00	6531.00	11932.00
5	10670.00	6382.00	16657.00

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	9777.00	3650.00 (17069.37)	10628.00 (49702.26)
2	9777.00	3531.00 (10952.80)	14408.00 (44692.14)
3	9777.00	3650.00 (17069.37)	10628.00 (49702.26)
4	9777.00	3650.00 (17069.37)	10628.00 (49702.26)
5	9777.00	3531.00 (10952.80)	14408.00 (44692.14)

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	6205.00	405.00 (44247.82)	2994.00 (327106.12)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.7 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.9 cm

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	56 di 67

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	15095.00	9532.00	17326.00	15095.12	42507.72	79012.57	4.491146.8(660.0)	
2	S	15095.00	9317.00	24186.00	15094.98	30736.09	79373.04	3.261146.8(660.0)	
3	S	15095.00	9532.00	17326.00	15095.12	42507.72	79012.57	4.491146.8(660.0)	
4	S	15095.00	9532.00	17326.00	15095.12	42507.72	79012.57	4.491146.8(660.0)	
5	S	15095.00	9317.00	24186.00	15094.98	30736.09	79373.04	3.261146.8(660.0)	
6	S	8517.00	5368.00	14558.00	8517.11	26666.39	72234.46	4.921146.8(660.0)	
7	S	6631.00	4555.00	34668.00	6630.97	9202.57	70304.48	2.021146.8(660.0)	
8	S	6631.00	14407.00	12233.00	6631.18	79740.17	68209.91	5.531146.8(660.0)	
9	S	6631.00	14407.00	12233.00	6631.18	79740.17	68209.91	5.531146.8(660.0)	
10	S	6631.00	4555.00	34668.00	6630.97	9202.57	70304.48	2.021146.8(660.0)	

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	250.0	880.0	0.00264	241.0	871.0	-0.02129	9.0	9.0
2	0.00350	250.0	880.0	0.00249	241.0	871.0	-0.02480	9.0	9.0
3	0.00350	250.0	880.0	0.00264	241.0	871.0	-0.02129	9.0	9.0
4	0.00350	250.0	880.0	0.00264	241.0	871.0	-0.02129	9.0	9.0
5	0.00350	250.0	880.0	0.00249	241.0	871.0	-0.02480	9.0	9.0
6	0.00350	250.0	880.0	0.00224	241.0	871.0	-0.03149	9.0	9.0
7	0.00350	250.0	880.0	0.00173	241.0	871.0	-0.04429	9.0	9.0
8	0.00350	250.0	880.0	0.00287	241.0	871.0	-0.01629	9.0	9.0
9	0.00350	250.0	880.0	0.00287	241.0	871.0	-0.01629	9.0	9.0
10	0.00350	250.0	880.0	0.00173	241.0	871.0	-0.04429	9.0	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.



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
 INTERRUPTAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.
 MACROFASE FUNZIONALE 2
 LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	57 di 67

1	0.000093198	0.000002674	-0.022152166	----	----
2	0.000109694	0.000002145	-0.025811353	----	----
3	0.000093198	0.000002674	-0.022152166	----	----
4	0.000093198	0.000002674	-0.022152166	----	----
5	0.000109694	0.000002145	-0.025811353	----	----
6	0.000137837	0.000002032	-0.032747168	----	----
7	0.000195374	0.000000813	-0.046058902	----	----
8	0.000065846	0.000004499	-0.016920972	----	----
9	0.000065846	0.000004499	-0.016920972	----	----
10	0.000195374	0.000000813	-0.046058902	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Diam. Staffe: 8 mm
 Passo staffe: 2.7 cm [Passo massimo di normativa = 25.0 cm]

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

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	4548.63	68090.25	8407.28240.7	230.8	878.0	2.500	1.036	20.1	37.2(0.0)
2	S	5810.81	68356.88	8432.45240.8	231.5	878.9	2.500	1.036	25.7	37.2(0.0)
3	S	4548.63	68090.25	8407.28240.7	230.8	878.0	2.500	1.036	20.1	37.2(0.0)
4	S	4548.63	68090.25	8407.28240.7	230.8	878.0	2.500	1.036	20.1	37.2(0.0)
5	S	5810.81	68356.88	8432.45240.8	231.5	878.9	2.500	1.036	25.7	37.2(0.0)
6	S	3391.62	67856.47	8497.67242.3	233.3	879.2	2.500	1.021	14.9	37.2(0.0)
7	S	8171.83	67941.21	8541.50243.5	234.5	879.7	2.500	1.016	35.6	37.2(0.0)
8	S	3220.36	59294.96	8414.26241.5	231.0	779.4	2.500	1.016	14.3	37.2(0.0)
9	S	3220.36	59294.96	8414.26241.5	231.0	779.4	2.500	1.016	14.3	37.2(0.0)
10	S	8171.83	67941.21	8541.50243.5	234.5	879.7	2.500	1.016	35.6	37.2(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	2.20	250.0	880.0	-27.7	9.0	9.0	17785	525.6

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	58 di 67

2	S	3.00	250.0	880.0	-54.6	9.0	9.0	26571	690.2
3	S	2.20	250.0	880.0	-27.7	9.0	9.0	17785	525.6
4	S	2.20	250.0	880.0	-27.7	9.0	9.0	17785	525.6
5	S	3.00	250.0	880.0	-54.6	9.0	9.0	26571	690.2

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}
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_{c\ eff}$ [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	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	-0.00015	0	0.500	26.0	77	0.00008 (0.00008)	411	0.034 (0.20)	24490.25	44743.18
2	S	-0.00029	0	0.500	26.0	77	0.00016 (0.00016)	432	0.071 (0.20)	15861.31	41397.98
3	S	-0.00015	0	0.500	26.0	77	0.00008 (0.00008)	411	0.034 (0.20)	24490.25	44743.18
4	S	-0.00015	0	0.500	26.0	77	0.00008 (0.00008)	411	0.034 (0.20)	24490.25	44743.18
5	S	-0.00029	0	0.500	26.0	77	0.00016 (0.00016)	432	0.071 (0.20)	15861.31	41397.98

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.84	250.0	880.0	-21.8	9.0	9.0	22887	674.3
2	S	2.46	250.0	880.0	-42.7	9.0	9.0	28128	690.2
3	S	1.84	250.0	880.0	-21.8	9.0	9.0	22887	674.3
4	S	1.84	250.0	880.0	-21.8	9.0	9.0	22887	674.3
5	S	2.46	250.0	880.0	-42.7	9.0	9.0	28128	690.2

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	-0.00012	0	0.500	26.0	77	0.00007 (0.00007)	412	0.027 (0.20)	17069.37	49702.26
2	S	-0.00023	0	0.500	26.0	77	0.00013 (0.00013)	442	0.057 (0.20)	10952.80	44692.14
3	S	-0.00012	0	0.500	26.0	77	0.00007 (0.00007)	412	0.027 (0.20)	17069.37	49702.26
4	S	-0.00012	0	0.500	26.0	77	0.00007 (0.00007)	412	0.027 (0.20)	17069.37	49702.26
5	S	-0.00023	0	0.500	26.0	77	0.00013 (0.00013)	442	0.057 (0.20)	10952.80	44692.14

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	0.56	250.0	880.0	-0.1	9.0	9.0	328	10.6

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0	0.500	26.0	77	0.00000 (0.00000)	398	0.000 (0.20)	44247.82	327106.12

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 $9\phi 10/mq$.

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 :

$$N_{\max} = 7854 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$T_{\max} = 1008 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 6472 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$$T_{\max} = 1650 \text{ kN (CC. SLV)}$$

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.

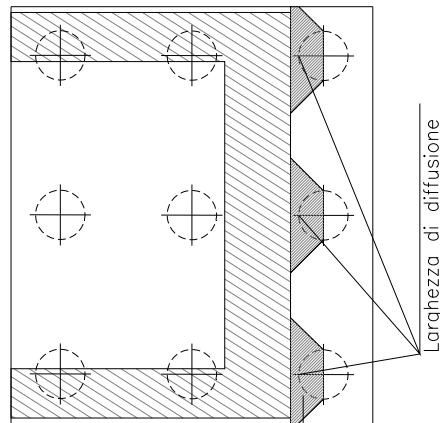
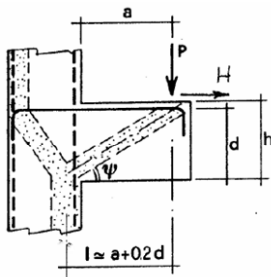


Figura 3 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

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° 7/19.

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTO.



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

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

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

Pr: Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa

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

CONDIZIONI DI VERIFICA

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

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	61 di 67

Dati di progetto

$b(m) =$	1.50	m	dimensione trasversale verifica
$P_{Ed} (KN) =$	7854.00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed} (KN) =$	1008.00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
$a(m) =$	0.80	m	distanza P da incastro
$h(m) =$	2.20	m	spessore mensola
$\delta(m) =$	0.10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature complessive in trazione
$d(m) =$	2.10	m	altezza utile
$l(m) =$	1.22	m	$a+0,2d$
$\lambda =$	0.65		$\lambda = ctg\psi \geq l/(0,9d)$

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

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

Caratteristiche Materiali

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

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1						
$n^{\circ} R1 =$	1	$\phi 1(mm) =$	26.0	$p1(cm) =$	10.0	$\theta 1^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 1 =$	15.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	7963.93	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	7963.93
Registro tipo	R2						
$n^{\circ} R2 =$	1	$\phi 2(mm) =$	26.0	$p2(cm) =$	10.0	$\theta 2^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 2 =$	15.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	7963.93	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	7963.93
Registro tipo	R3						
$n^{\circ} R3 =$	0	$\phi 3(mm) =$	26.0	$p3(cm) =$	10.0	$\theta 3^{\circ} =$	0.0
$A_{\phi i} (mm^2) =$	530.93	$nb\ tot\ 3 =$	0.0	$A_{\phi\ TOT} (mm^2) =$	0.00	$A_{\phi\ CAL}(mm^2) =$	0.00

Verifiche di resistenza

$\Psi =$	0.998	rad	$=$	57.16	$^{\circ}$
$P_{RS} =$	8086.4	KN	$P_{RS} > P_{Ed}$ - Verifica Soddisfatta		
$P_{RC} =$	12540.6	KN	$P_{RC} > P_{RS}$ - Verifica Soddisfatta		

4.9.4 Palo di fondazione

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

$$M = T * \alpha$$

$$\alpha = 4.35 \text{ (vedi relazione geotecnica)}$$

$$N_{\max} = 6974 \text{ kN} \quad T = 1358 \text{ kN} \quad M = 1358 * 4.35 = 4075 \text{ kNm}$$

$$N_{\min} = 1463 \text{ kN} \quad T = 1358 \text{ kN} \quad M = 1358 * 4.35 = 4075 \text{ kNm}$$

$$N = 1463 \text{ kN} \quad T = 1358 \text{ kN} \quad M_{\max} = 1358 * 4.35 = 4075 \text{ kNm}$$

Caratteristiche della sezione:

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

$$A_s = 48 + 48 + 24 \phi 26 \quad \text{staffe } \phi 14/15$$

La lunghezza del palo è pari a $L = 47.00 \text{ m}$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

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



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
 INTERRUPTAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.
 MACROFASE FUNZIONALE 2
 LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	63 di 67

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Circolare
 Classe Conglomerato: C25/30

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	66.3	48	26
2	0.0	0.0	61.1	48	26
3	0.0	0.0	55.9	24	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 in daN applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 My Momento flettente [daNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.
 Vy Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ. d'inerzia y
 Vx Componente del Taglio [daN] parallela all'asse princ. d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	785400	438500	0	100800	0
2	-22300	438500	0	100800	0
3	647200	717800	0	165000	0
4	-171000	717800	0	165000	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] 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 [daNm] 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
---------	---	----	----



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
 INTERRUPTAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.
 MACROFASE FUNZIONALE 2
 LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	64 di 67

1	551500	298900	0
2	73200	298900	0

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] 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 [daNm] 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	502000	277200 (241955)	0 (0)
2	100400	277200 (161307)	0 (0)

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

N Sforzo normale in daN applicato nel Baricentro (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] 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 [daNm] 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	240600	81700 (397512)	0 (0)
2	134300	81700 (228760)	0 (0)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.4 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	2.6 cm
Copriferro netto minimo staffe:	6.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
 N Sn Sforzo normale assegnato [daN] nel baricentro sezione cls. (positivo se di compressione)
 Mx Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Sn Componente momento assegnato [daNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 N Res Sforzo normale resistente [daN] baricentrico (positivo se di compress.)
 Mx Res Momento flettente resistente [daNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [daNm] 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	785400	438500	0	785410	1268805	0	2.89	637.1(53.0)
2	S	-22300	438500	0	-22316	1160416	0	2.65	637.1(53.0)
3	S	647200	717800	0	647201	1261491	0	1.76	637.1(53.0)
4	S	-171000	717800	0	-171021	1123865	0	1.57	637.1(53.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
 INTERRUPTAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.
 MACROFASE FUNZIONALE 2
 LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	65 di 67

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 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	0.00307	0.0	66.3	-0.00344	0.0	-66.3
2	0.00350	0.0	75.0	0.00292	0.0	66.3	-0.00586	0.0	-66.3
3	0.00350	0.0	75.0	0.00305	0.0	66.3	-0.00376	0.0	-66.3
4	0.00350	0.0	75.0	0.00288	0.0	66.3	-0.00650	0.0	-66.3

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	0.000049123	-0.000184257	----	----
2	0.000000000	0.000066235	-0.001467638	----	----
3	0.000000000	0.000051363	-0.000352253	----	----
4	0.000000000	0.000070763	-0.001807195	----	----

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 [daN] = proiezione di V_x e V_y sulla normale all'asse neutro
 Vcd Taglio compressione resistente [daN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe
 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 =lunghezza legatura proiettata sulla direzione del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direzione del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	100800	577888	211547118.6	95.3	137.1	1.000	1.250	27.0	56.7(0.0)
2	S	100800	496527	228153119.5	102.8	136.5	1.000	1.000	25.1	56.7(0.0)
3	S	165000	586137	214050118.6	96.4	137.4	1.000	1.250	43.7	56.7(0.0)
4	S	165000	500748	231779120.0	104.4	135.5	1.000	1.000	40.4	56.7(0.0)

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	66 di 67

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 [daN/cm ²]
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 [daN/cm ²]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	77.9	0.0	0.0	-578	0.0	-66.3	1251	74.3
2	S	68.1	0.0	0.0	-1278	0.0	-66.3	2397	154.0

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00034	0	0.835	26.0	74	0.00017 (0.00017)	376	0.065 (0.20)	243460	0
2	S	-0.00071	0	0.835	26.0	74	0.00047 (0.00038)	367	0.172 (0.20)	156173	0

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	72.1	0.0	0.0	-548	0.0	-66.3	1251	84.9
2	S	63.9	0.0	0.0	-1131	0.0	-66.3	2338	154.0

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	-0.00032	0	0.838	26.0	74	0.00016 (0.00016)	361	0.059 (0.20)	240592	0
2	S	-0.00063	0	0.834	26.0	74	0.00040 (0.00034)	364	0.145 (0.20)	160388	0

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	23.5	0.0	0.0	-69	0.0	-66.3	474	15.9



DIRETTRICE FERROVIARIA MESSINA – CATANIA – PALERMONODO DI CATANIA
 INTERRAMENTO LINEA PER IL PROLUNGAMENTO DELLA PISTA DELL' AEROPORTO DI FONTANAROSSA E PER LA MESSA A STI DEL TRATTO DI LINEA INTERESSATO.

MACROFASE FUNZIONALE 2
 LOTTO 03

Relazione di calcolo spalle

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RS3H	03	D 09 CL	VI 04 00 003	A	67 di 67

2 S 21.0 0.0 0.0 -178 0.0 -66.3 1401 90.3

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	-0.00005	0	0.839	26.0	74	0.00002 (0.00002)	472	0.010 (0.20)	395318	0
2	S	-0.00010	0	0.835	26.0	74	0.00005 (0.00005)	366	0.020 (0.20)	227469	0

Tabella riassuntiva armature

PARTE D'OPERA	INCIDENZA (Kg/mc)
Pali di fondazione	160
Fondazione	110
Elevazione	80

(per il quantitativo di armatura secondaria si assume il 20% di quella principale; si aggiunge al quantitativo di armatura principale e secondaria un 15% per sovrapposizioni/legature)