

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. OPERE CIVILI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO DELLA LINEA GENOVA-VENTIMIGLIA

TRATTA FINALE LIGURE-ANDORA

VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo Spalla B

SCALA:

-

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

IV01 00 D 09 CL VI0704 002 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	G.Grimaldi	Febbraio 2022	D. Guerci	Febbraio 2022	G. Fadda	Febbraio 2022	A. Vittozzi Febbraio 2022

ITALFERR S.p.A.
U.O. Opere Civili - Sezione delle
Fiduciarie
Dott. Ing. Paolo Vittozzi
Ordine degli Ingegneri della Provincia
di A.S. 20/03

File: IV0100D09CLVI0704002A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
1.1.1	<i>Aspetti legati alle opere di fondazione</i>	5
2	RIFERIMENTI NORMATIVI	6
3	MATERIALI	7
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.2	ACCIAIO	8
3.3	VERIFICA S.L.E.	9
3.3.1	<i>Verifiche alle tensioni</i>	9
3.3.2	<i>Verifiche a fessurazione</i>	9
4	ANALISI E VERIFICHE SPALLA	11
4.1	GENERALITÀ	11
4.2	MODELLI A MENSOLA PER LA VERIFICA DELLE SPALLE	11
4.3	CONDIZIONI ELEMENTARI E COMBINAZIONI DI CARICO	11
4.4	SISTEMI DI RIFERIMENTO ED UNITÀ DI MISURA	15
4.5	GEOMETRIA DELLA SPALLA	16
4.6	ANALISI DEI CARICHI	19
4.6.1	<i>Peso proprio elementi strutturali</i>	19
4.6.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	20
4.6.3	<i>Azione del Vento</i>	21
4.6.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	22
4.6.5	<i>Effetti dinamici</i>	23
4.6.6	<i>Carichi da traffico orizzontali</i>	23
4.6.7	<i>Spinta statica del terrapieno</i>	24
4.6.8	<i>Sovraccarico sul terrapieno</i>	26

4.6.9	<i>Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche</i>	27
4.6.10	<i>Azione sismica</i>	28
4.6.11	<i>Incremento di spinta del terrapieno</i>	33
4.6.12	<i>Inerzie strutturali</i>	34
4.6.13	<i>Calcolo delle sollecitazioni in testa pali</i>	34
4.6.14	<i>Riepilogo risultati</i>	34
4.7	SOLLECITAZIONI	39
4.7.1	<i>Muro paraghiaia</i>	39
4.7.2	<i>Muro frontale</i>	41
4.7.3	<i>Plinto di fondazione</i>	43
4.8	PALI DI FONDAZIONE	45
4.9	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	48
4.9.1	<i>Paraghiaia</i>	52
4.9.2	<i>Muro frontale</i>	58
4.9.3	<i>Muro andatore</i>	64
4.9.4	<i>Zattera di fondazione</i>	68

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il dimensionamento e le verifiche di resistenza secondo il metodo semiprobabilistico agli Stati Limite (S.L.) della spalla B del viadotto ferroviario **VI07**, Viadotto su Torrente Arroscia.

La spalla **B** presenta **due** appoggi unidirezionali e due multidirezionali.

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

1.1 Descrizione dell'opera

Il viadotto ferroviario VI07 ha una lunghezza totale di circa 360 m, è costituito da **6** impalcati di luce 60 m. Il viadotto è previsto a doppio binario.

Pile e spalle sono realizzate in c.a. gettato in opera.

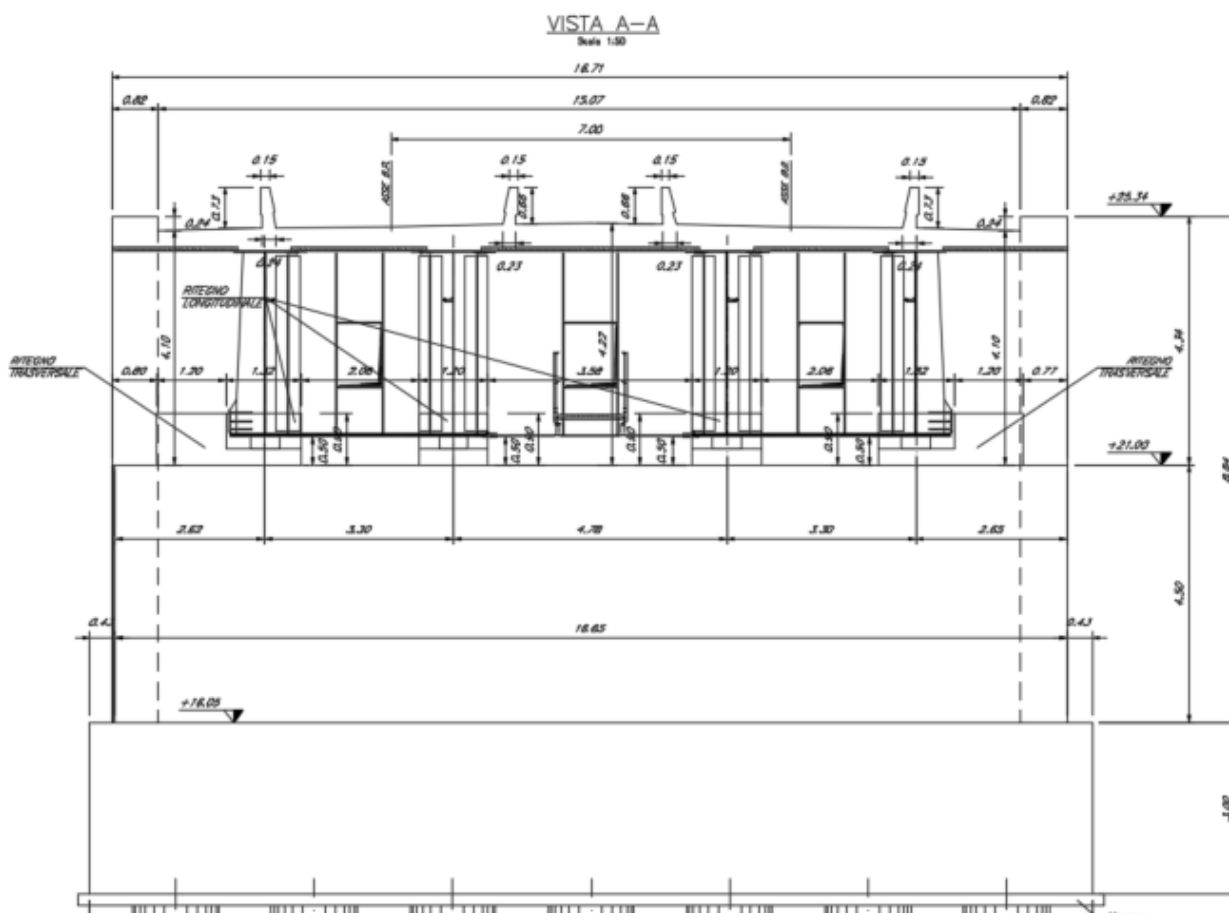
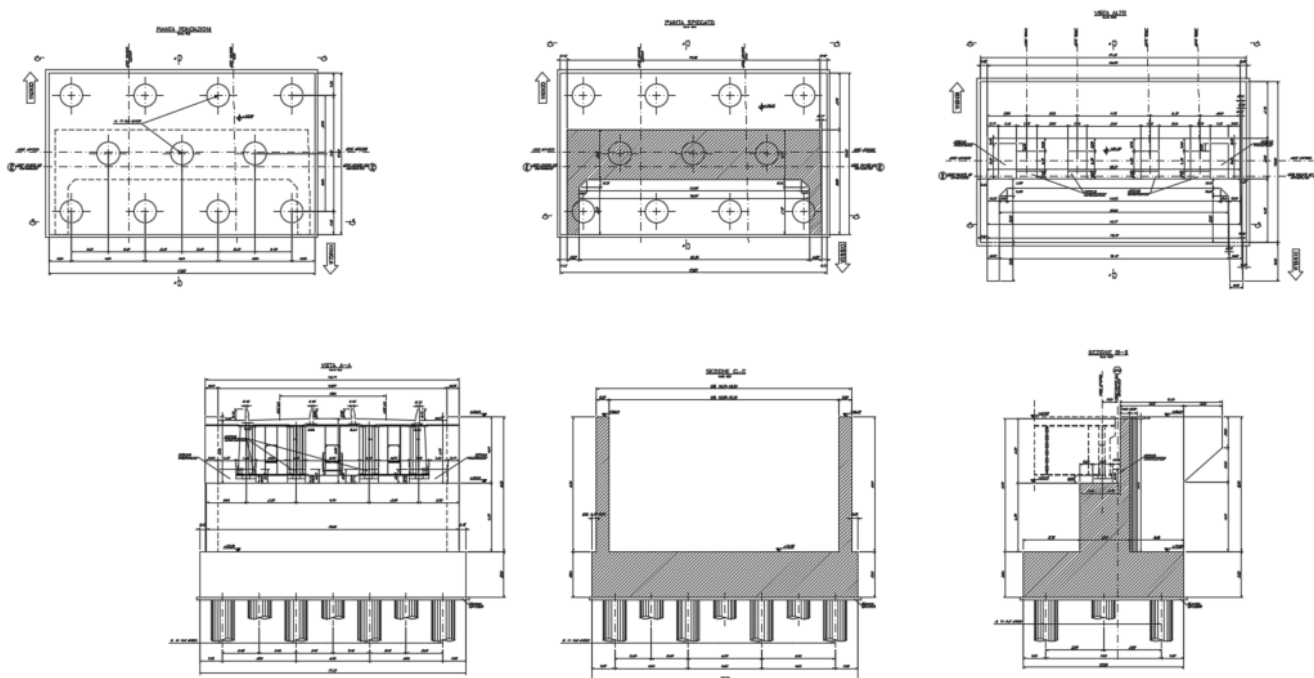


Figura 1 - Sezione trasversale della spalla

1.1.1 Aspetti legati alle opere di fondazione

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



2 RIFERIMENTI NORMATIVI

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

- *Ministero delle Infrastrutture, DM 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».*
- *Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, Circolare 21 gennaio 2019, n. 7/C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018»*
- *Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture*
- *Istruzione RFI DTC SI CS MA IFS 001 - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale*
- *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema "infrastruttura" del sistema ferroviario dell'Unione europea, modificato dal Regolamento di esecuzione (UE) N° 2019/776 della Commissione del 16 maggio 2019;"*

3 MATERIALI

3.1 calcestruzzo

Caratteristiche CLS secondo NTC 2018/UNI EN 206/UNI 11104

Elemento		plinti	elevazione pile/spalle	soletta sezioni miste	travi incorporate
Corrosione indotta da					
Carbonatazione	XC	XC2	XC4	XC3	XC3
Cloruri (altre fonti)	XD	-	-	-	-
Cloruri acqua di mare	XS	-	XS1	XS1	XS1
Gelo/disgelo	XF	-	-	-	-
Chimico	XA	-	-	-	-
Condizioni ambientali	-	ordinarie	aggressive	aggressive	aggressive
Classe di resistenza minima	-	C32/40	C32/40	C35/45	C35/45
Contenuto minimo di cemento	kg/mc	300	340	340	340
Rapporto massimo acqua/cemento	-	0.60	0.50	0.50	0.50
Classe di consistenza (Slump)	-	S4	S4	S4	S4
Tipo di cemento	-	CEM III÷V	CEM III÷V	CEM I÷V	CEM I÷V
Diametro massimo dell'inerte	mm	32	25	20	20
Calcolo copriferro secondo NTC 2018					
Copriferro minimo	mm	20	35	35	35
Incremento per tolleranze di posa	mm	10	10	10	10
Incremento per VN=100 anni	mm	0	0	0	0
Decremento per controllo qualità	mm	0	0	0	0
Incremento per $C \leq C_{min}$	mm	0	0	0	0
Copriferro nominale (minimo da NTC)	mm	30	45	45	45
Copriferro nominale (MdP)		40	40+10	35+10	35+10
Copriferro nominale adottato	mm	40	50	45	45

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	8 di 70

Opera Ferroviaria

Limiti Tensionali

Resistenza cilindrica caratteristica (fck)	MPa	25	32	35	35
SLE rara (sc≤0.55*fck)	MPa	13.75	17.60	19.25	19.25
SLE frequente (-)	MPa	-	-	-	-
SLE q.perm. (sc≤0.40*fck)	MPa	10.00	12.80	14.00	14.00

Limiti Fessurativi

tipo armatura	poco sensibile	poco sensibile	poco sensibile	poco sensibile
SLE rara gr4	w1=0.2mm	w1=0.2mm	w1=0.2mm	w1=0.2mm
SLE frequente	-	-	-	-
SLE q.perm.	-	-	-	-

3.2 Acciaio

Per le travi e tutti gli elementi strutturali in acciaio dell'impalcato si utilizza

Acciaio S355J2

Tab. 4.2.I – Laminati a caldo con profili a sezione aperta piani e lunghi


Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale "t" dell'elemento			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]	f _{yk} [N/mm ²]	f _{tk} [N/mm ²]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Figura 1 – valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento f_{yk} e di rottura f_{tk}

Per l'armatura della soletta e degli elementi in calcestruzzo armato si prevede

ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO B450C

f _{y nom}	450 N/mm ²
f _{t nom}	540 N/mm ²

	Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia					
	Tratta finale Ligure-Andora					
VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935						
Relazione di calcolo Spalla B	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	9 di 70

3.3 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

3.3.1 Verifiche alle tensioni

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

Strutture in c.a.

Tensioni di compressione del calcestruzzo

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

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

Tensioni di trazione nell'acciaio

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

3.3.2 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:


 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia Tratta finale Ligure-Andora VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935					
	Relazione di calcolo Spalla B	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0704002	REV. A

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 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:

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

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.



Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia

Tratta finale Ligure-Andora

VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	11 di 70

4 ANALISI E VERIFICHE SPALLA

4.1 Generalità

La spalla presentano una configurazione a paramento di spessore 3,25 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 0,82 m. L'altezza della spalla (escluso paraghiaia) è pari a 4,50 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 0,6 m ed altezza di circa 4,34 m dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1,50m collegate in testa da una platea di spessore 3,00 m.

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. 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.

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	12 di 70

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, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

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

– 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:

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

– Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

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

Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti g_1 e g_3	favorevoli	γ_{G1} e γ_{G3}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾ g_2	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}$, $\gamma_{\epsilon 3}$, $\gamma_{\epsilon 4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

⁽²⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tab. 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combi- nazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequen- ti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	--	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Azioni	ψ_0	ψ_1	ψ_2	
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 ⁽³⁾	⁽¹⁾	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 ⁽³⁾	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 ⁽³⁾	-	-
	Centrifuga	⁽²⁾ ⁽³⁾	⁽²⁾	⁽²⁾
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 ⁽³⁾	0,80	0,0

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

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

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

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

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	14 di 70

	A2 - SLU - N max gr.1	A2 - SLU - MT max gr.1	A2 - SLU - ML max gr.1	A2 - SLU - N max gr.3	A2 - SLU - MT max gr.3	A2 - SLU - ML max gr.3	A2 - SLU - Vento ponte scarico	A2 - SLU Gmin - N max gr.1	A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	A2 - SLU Gmin - N max gr.3	A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	A1 - SLU - N max gr.1	A1 - SLU - MT max gr.1	A1 - SLU - ML max gr.1	A1 - SLU - N max gr.3	A1 - SLU - MT max gr.3	A1 - SLU - ML max gr.3	A1 - SLU - Vento ponte scarico	A1 - SLU Gmin - N max gr.1	A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	A1 - SLU Gmin - ML max gr.1
Peso proprio g1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
Permanenti G2	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Ballast	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50
Comb. Nmax Qv	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00
Comb. Nmax Q frenatura	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00
Comb. Nmax Q centrifuga	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00
Comb. Nmax Q serpeggio	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00
Comb. Mmax Qv	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Comb. Mmax Q frenatura	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00
Comb. Mmax Q centrifuga	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Comb. Mmax Q serpeggio	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Comb. MLmax Qv	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	1,25
Comb. MLmax Q frenatura	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,00	0,63	0,00
Comb. MLmax Q centrifuga	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Comb. MLmax Q serpeggio	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	1,25	0,00	0,00	0,63	0,00	0,00	0,00	1,25	0,00
Vento Ponte Scarico	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Ponte Carico	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,00	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78	0,78
Attrito permanente	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Attrito carichi mobili	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	0,00	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Sisma longitudinale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma trasversale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma verticale	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

SLE rara - N max gr.1	SLE rara - MT max gr.1	SLE rara - ML max gr.1	SLE rara - N max gr.3	SLE rara - MT max gr.3	SLE rara - ML max gr.3	SLE rara - 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	SLV - N max	SLV - MT max	SLV - ML max	SLV - MT max	SLV - ML max	SLV - N min	
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,80	0,80	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	0,80	0,80	0,80	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	0,80	0,80	0,80	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	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	Comb. Nmax Qv
0,50	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	Comb. Nmax Q frenatura
1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	Comb. Nmax Q centrifuga
1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	Comb. Nmax Q serpeggio
0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,00	Comb. Mmax Qv
0,00	0,50	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,00	Comb. Mmax Q frenatura
0,00	1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,00	Comb. Mmax Q centrifuga
0,00	1,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	0,00	Comb. Mmax Q serpeggio
0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	Comb. MLmax Qv
0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	Comb. MLmax 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	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	Comb. MLmax Q centrifuga
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,60	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,80	0,00	0,00	0,00	0,00	0,20	0,00	0,20	0,00	Comb. MLmax Q serpeggio
0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,00	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Vento Ponte Scarico
1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,60	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	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	Attrito carichi mobili
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	0,30	1,00	0,30	1,00	0,30	Sisma longitudinale
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,30	1,00	0,30	1,00	0,30	0,30	Sisma trasversale
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,30	0,30	-0,30	-0,30	-1,00	Sisma verticale

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

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

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

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

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

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

4.4 Sistemi di riferimento ed unità di misura

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

- Lunghezze = m
- Forze = kN

4.5 Geometria della spalla

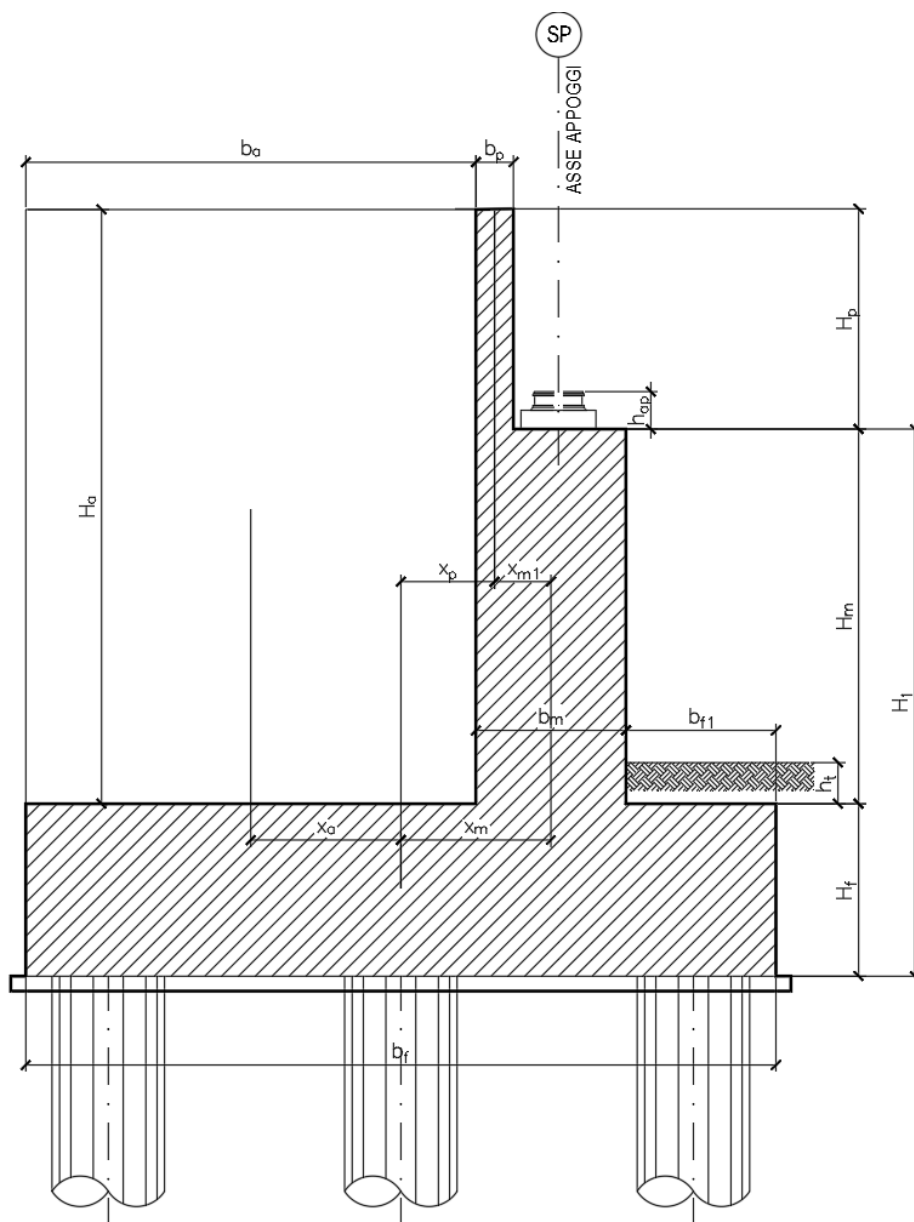


Figura 2 – Significato dei simboli: sezione tipologica

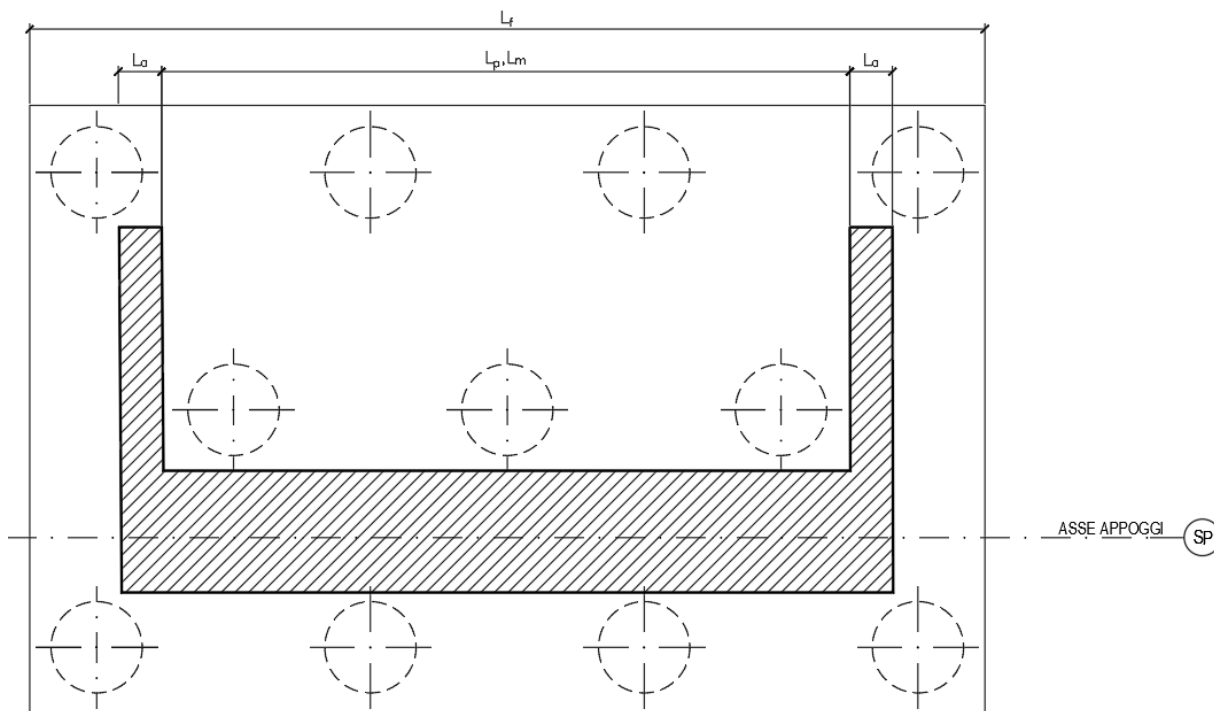


Figura 3 – Significato dei simboli: pianta tipologica

Generali			
Peso cls	γ_{cls}	25	kN/m ³
Peso terreno	γ_t	20	kN/m ³
Sovraccarico accidentale sul rilevato	q_{acc}	58,0	kN/m ²
Altezza appoggio + baggiolo	h_{an}	0,50	m
Distanza piano appoggi-intradosso plinto	H_1	8,00	m
Paraghiaia			
Altezza	H_n	4,34	m
Lunghezza lungo asse X	b_n	0,6	m
Lunghezza lungo asse Y	L_n	15,15	m
Distanza tra i muri andatori dir. Y		15,15	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_n	1,40	m
Muro frontale			
Altezza	H_m	4,50	m
Lunghezza lungo asse X	b_m	3,25	m
Lunghezza lungo asse Y	L_m	16,79	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_m	0,07	m
Coordinata X del baricentro rispetto paraghiaia	x_{m1}	-1,33	m
Distanza asse baggioli- asse muro frontale		0,18	m
Plinto			
Altezza	H_f	3,00	m
Lunghezza lungo asse X	b_f	10,60	m
Lunghezza lungo asse Y	L_f	17,52	m
Mensola anteriore plinto	b_{f1}	3,75	m
Spessore ricoprimento medio	h_t	1,00	m
Distanza asse baggioli - baricentro plinto		0,10	m
Muro andatore			
Altezza	H_a	8,84	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse Y	L_a	0,82	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	b_a	3,07	m
Coordinata X del baricentro rispetto fondazione	x_a	-3,50	m
Terreno			
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Coefficiente per il calcolo della spinta a riposo		Ko= 0.426	
Sisma			
S_c		1,200	
a_p		0,179	
Coefficiente riduttivo		1,00	
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,215	
Mononobe e Okabe	K_{AF}	0,427	
% carico accidentale su rilevato in fase sismica		100%	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0,107	

Tabella 2 – Dati di input

4.6 Analisi dei carichi

4.6.1 Peso proprio elementi strutturali

➤ *Peso proprio strutture*

Impalcato

- G₁: peso strutturale portante, dato dalla somma dei seguenti contributi:
 - Peso proprio travi in acciaio;
 - Peso proprio soletta in c.a. e paraballast;
- G₂: peso strutturale portato, dato dalla somma dei seguenti contributi:
 - Peso proprio della barriera antirumore, assunto pari a 15 kN/m;
 - Peso proprio della barriera antilancio, assunto pari a 7 kN/m;
 - Peso del ballast, assunto pari a

$$L_{vasca}[4,06m] * h_{vasca}[0,8m] * \gamma_{ballast} [18 \text{ kN}/m^3] * 2 = 117 \text{ kN}/m$$
 - Peso del camminamento pedonale, assunto pari a 13,42 kN/m;
 - Peso della canaletta, assunto pari a 2,1 kN/m, per ogni canaletta;
 - Peso della veletta, assunto pari a 2,5 kN/m, per ogni veletta.

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

Impalcato			
N° Binari		2	
Lunghezza	L	60	m
Peso Proprio	G1	336	kN/m
Permanenti portati	G2	162	kN/m
Ballast	G2	0	kN/m
n° totale appoggi sulla spalla	n	4	
Reazione appoggio i = (G1*L/2)/n	Ri	2520,0	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n	Ri	1215,0	kN
Reazione appoggio i = (G2*L/2)/n (ballast)	Ri	0	kN

4.6.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

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

BINARIO 1	APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	α (LM71)	α (SW2)	ϕ_3	REAZ LM71	REAZ SW2
	1	0,100	-5,64	0	3947	1,1	1	1,02	0	4026
	2	0,186	-2,39	0	3947	1,1	1	1,02	0	4026
	3	0,314	2,39	0	3947	1,1	1	1,02	0	4026
	4	0,400	5,64	0	3947	1,1	1	1,02	0	4026

BINARIO 2	APPOGGIO	REAZIONE	Y	REAZ LM71	REAZ SW2	α (LM71)	α (SW2)	ϕ_3	REAZ LM71	REAZ SW2
	1	0,100	-5,64	2946	0	1,1	1	1,02	3305	0
	2	0,186	-2,39	2946	0	1,1	1	1,02	3305	0
	3	0,314	2,39	2946	0	1,1	1	1,02	3305	0
	4	0,400	5,64	2946	0	1,1	1	1,02	3305	0

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	10	10	m
Zona	Z	7	7	
Parametri	Vb,0	28	28	m/s
Parametri	a0	1000	1000	m
Parametri	ks	0,54	0,54	1/s
Velocità di riferimento (Tr=50anni)	$v_b = v_{b0} * (1 + k_s(a_s/a_0 - 1))$	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	$q_b = 0,5 * \rho * v_b^2$	0,54	0,54	kN/mq
Classe di rugosità del terreno		D	D	
Distanza dalla costa		1,5	1,5	km
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	m
Categoria di esposizione del sito	Cat	III	III	

Vento su impalcato

Parametri	kr	0,2	0,2	
Parametri	z0	0,1	0,1	m
Parametri	zmin	4	4	m
Altezza di riferimento per l'impalcato (EC punto 8.3.1(6))	z	15	15	m
Coefficiente di topografia	ct	1	1	
Coefficiente di esposizione (z)	ce(z)	2,41	2,41	
Larghezza impalcato	b	11,4	11,4	m
Altezza impalcato	h1	3,9	3,9	m
Altezza treno o parapetto	h2	4	4	m
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	7,9	7,9	m
Rapporto di forma	b/dtot	1,44	1,44	
Coefficiente di forza (figura 8.3 EC)	cfx	2,07	2,07	

Riepilogo

Pressione cinetica di riferimento	qb	0,54	0,54	kN/mq
Coefficiente di esposizione	ce	2,41	2,41	
Coefficiente di forza	cfx	2,07	2,07	
Altezza di riferimento (EC punto 8.3.1 (4) e (5))	d	7,9	7,9	m
Forza statica equivalente a m/l	f=prodotto	21,1	21,1	kN/m
Pressione statica equivalente	p=f/d	2,67	2,67	kN/mq
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1,5	1,5	kN/mq
Forza statica equivalente a m/l considerata	f	21,1	21,1	kN/m

Vento impalcato a ponte scarico

Forza statica equivalente	f	21,1	kN/m
Luce impalcato	L	60	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	632	kN/m

Vento impalcato a ponte carico

Forza statica equivalente	f	21,1	kN/m
Luce impalcato	L	60	m
Forza trasversale al piano appoggi	FT=f*L/2	632	kN/m

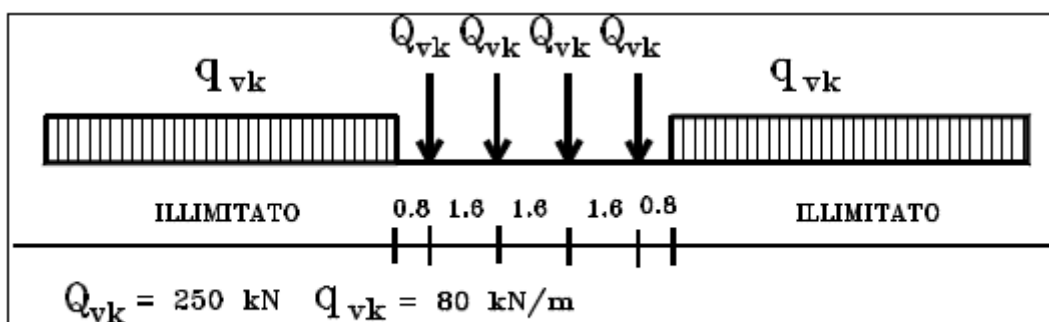
4.6.4 Carichi da traffico verticali

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, definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



Treno di carico LM 71

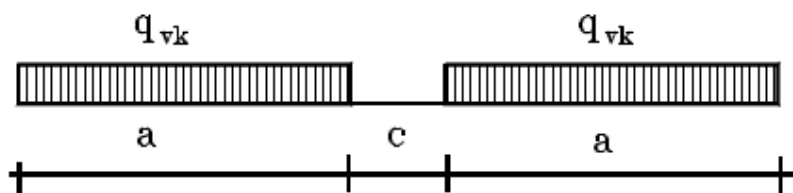
Carichi concentrati: quattro assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m;

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, 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 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	60	m
L _{calc}	60	per Treno LM 71
	60	per Treno SW/0
	60	per SW/2
Q _{lb,k}	1320	per Treno LM 71
Q _{lb,k}	1320	per Treno SW/0
Q _{lb,k}	2100	per SW/2
Q _{lb,k} (filtrata)	1320	kN
Q _{lb,k} (filtrata)	1320	kN
Q _{lb,k} (filtrata)	2100	kN

Avviamento		
L	60	m
L _{calc}	60	per Treno LM 71
	60	per Treno SW/0
	60	per SW/2
Q _{la,k}	2178	per Treno LM 71
Q _{la,k}	2178	per Treno SW/0
Q _{la,k}	1980	per SW/2
Q _{la,k} (filtrata)	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata)	1000	kN
Q _{la,k} (filtrata)	1000	kN

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

4.6.7 Spinta statica del terrapieno

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

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

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

l'utilizzo di K_o è determinato dall'impossibilità, da parte della spalla, di subire spostamenti;

si assume $K_o = 1 - \text{sen } \phi$.

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

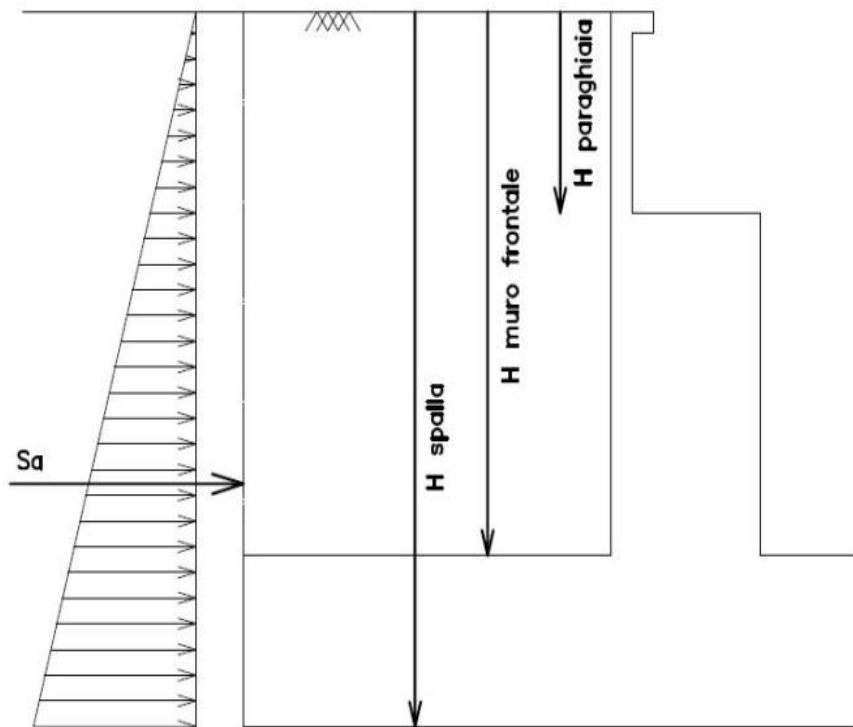



Fig. 1 Spinta statica terreno di rinterro

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

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 35^\circ$$

$$c' = 0$$

	Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia					
	Tratta finale Ligure-Andora					
VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935						
Relazione di calcolo Spalla B	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	26 di 70

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.

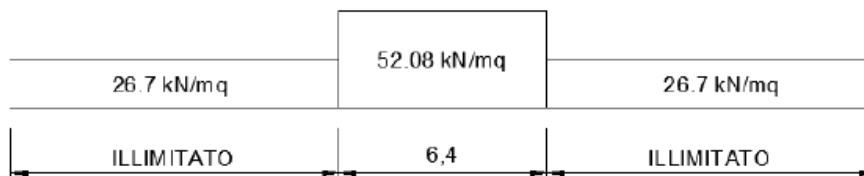
$$q = 58 \text{ kN/ m}^2$$

$$S_q = q * K_0 = 58 * 0.426 = 24.7 \text{ kN/m}^2$$

Dove $K_0 = 1 - \sin 35^\circ$

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 $\alpha=1.1$ relativo al treno LM71, per cui:

$$q=52.08*1.1= 58 \text{ kN/ m}^2.$$

In favore di sicurezza, tale carico, viene esteso su tutta l'impronta del rilevato della spalla con il suo valore massimo, pari a 58 kN/m².

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:

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

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

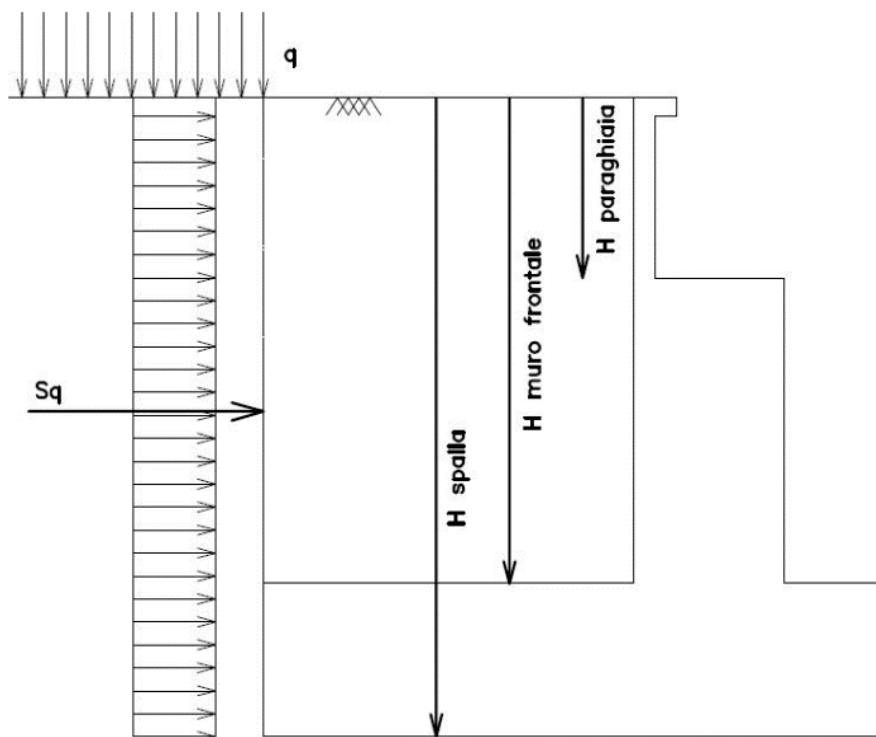


Fig. 2 : Spinta statica sovraccarico accidentale

4.6.10 Azione sismica

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 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 pseudo-statica 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.

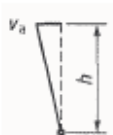
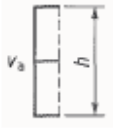

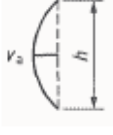
Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente β_m , si è fatto riferimento alle indicazioni di cui alla Tabella 7.1.II riportata nella stessa sezione della norma, tenendo tuttavia conto della specifica che prescrive, nel caso di muri che non siano in grado di subire spostamenti (quale è il caso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

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

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

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

se $\beta > \phi - \theta$

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

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

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

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

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

L'azione sismica è stata calcolata per mezzo del foglio di calcolo Spettri-NTCver.1.0.3 messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Di seguito si riportano gli spettri di risposta orizzontale e verticale allo Stato limite di salvaguardia della vita SLV utilizzati per il calcolo dell'azione sismica.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

Ricerca per comune

LONGITUDINE
8,2171

REGIONE
Liguria

LATITUDINE
44,0539

PROVINCIA
Savona

COMUNE
Albenga

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri


Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito



Reticolo di riferimento



Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione
superficie r

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

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

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

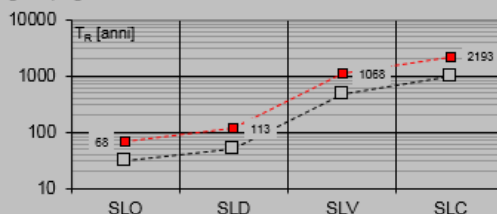
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

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

Elaborazioni

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

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- ...□... Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_B = 1.200$ $C_C = 1.396$ info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento ξ (%) $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore q_0 Regol. in altezza info

Compon. verticale

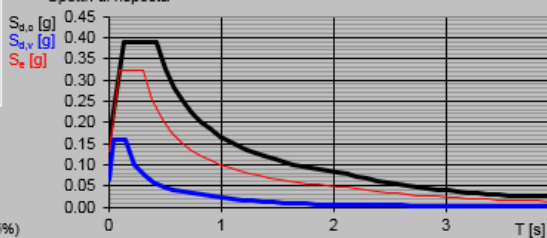
Spettro di progetto

Fattore q $\eta = 1.000$ 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

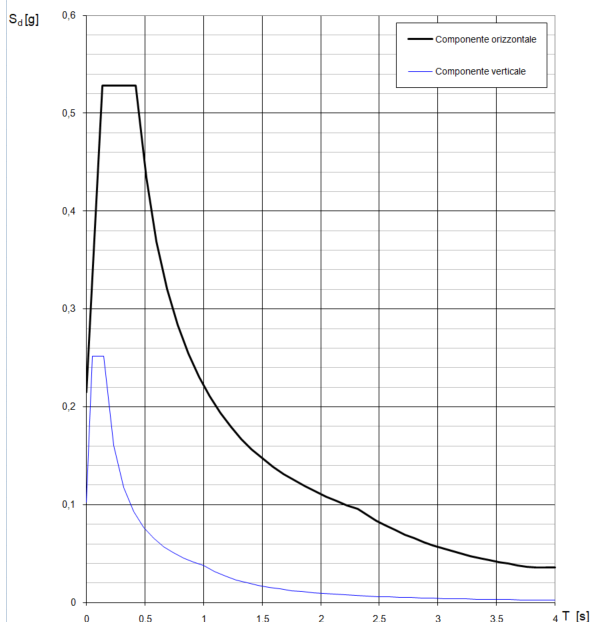
Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0,179 g
F_n	2,456
T_C	0,300 s
S_S	1,200
C_C	1,400
S_T	1,000
q	1,000

Parametri dipendenti

S	1,200
η	1,000
T_B	0,140 s
T_C	0,419 s
T_D	2,317 s


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



4.6.11 Incremento di spinta del terrapieno

Avendo valutato preliminarmente l'entità dello spostamento della struttura in fase sismica (cfr. Relazione Geotecnica e di calcolo delle fondazioni RS3E50D09RBVI 02 03001), 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	35,0	°
Coefficiente sismico orizzontale	k_h	0,215	
Coefficiente per sisma verticale	k_v	0,107	
$\theta (+k_v)$		11,0	
$\theta (-k_v)$		13,5	
Mononobe e Okabe (+ k_v)	K_{AE}	0,391	
Mononobe e Okabe (- k_v)	K_{AE}	0,427	

	Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia				
	Tratta finale Ligure-Andora				
VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935					
Relazione di calcolo Spalla B	COMMESSA IV01	LOTTO 00	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI0704002	REV. FOGGIO A 34 di 70

4.6.12 Inerzie strutturali

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

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

4.6.13 Calcolo delle sollecitazioni in testa pali

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

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

dove

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

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

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

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

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

4.6.14 Riepilogo risultati

Il foglio automatico, sulla base di calcoli sviluppati nei fogli successivi, restituisce, per ciascuna combinazione i risultati del controllo di verifica.

Per ciascuna combinazione vengono riassunti:

- Le sollecitazioni al livello del piano di fondazione in termini di sforzo normale N , forza orizzontale T e momento ribaltante M .
- Per i carichi sui pali in termini di N_{max}, N_{min}, T ed M .

➤ Fase statica

PARAGHIAIA

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		F _Z	F _X	F _Y	b _{ix}	b _{iy}	b _{iz}	M _x	M _y
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]
Paraghiaia	g1	986			0,00	0,00	2,17	0	0
Rinterro	g3		1217		0,00	0,00	1,45	0	1760
					0,00	0,00	4,34	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			1626		0,00	0,00	2,17	0	3529

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	986	0	0	-1,33		6,67	0	-1312
Muro frontale	g1	6738	0	0			2,25	0	0
Totale Permanenti		7725	0	0				0	-1312
Rinterro	g3		6141	0			2,95	0	18097
Sovr. acc. sul rilevato			3312	0			4,42	0	14641

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	986			1,40	0,00	9,67	0	1381
Muro frontale	g1	6738			0,07	0,00	5,25	0	472
Plinto	g1	13928			0,00	0,00	1,50	0	0
Muri andatori	g1	1113			-3,50	0,00	7,42	0	-3894
Totale Permanenti		22766						0	-2042
Rinterro	g3	9113			-3,50	0,00	7,42	0	-31896
Ricop. Plinto	g3	1385			3,50	0,00	3,50	0	4846
Sovr. acc. sul rilevato		2698			-3,50	0,00	11,84	0	-9442

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

Rinterro	g3		11017		-3,50	0,00	3,95	0	43481
Sovr. acc. sul rilevato			4436		0,00	0,00	5,92	0	26264

➤ Fase sismica Mononobe-Okabe / k_a

PARAGHIAIA

AZIONI SU SPALLA [kN.m]

cond statica

Descrizione carico		F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	g1	986			0,00	0,00	2,17	0	0
Rinterro	g3		773		0,00	0,00	1,45	0	1119
					0,00	0,00	4,34	0	0
Sovr. acc. sul rilevato			1033		0,00	0,00	2,17	0	2243

cond sismica x

Descrizione carico		F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6	0	212	0	0,00	0,00	2,17	0	460
Rinterro	Inerzia		867				2,17	0	1882
	Sovraspinta		542				1,45	0	784
Rinterro [totale]			1409					0	2666
Sovr. acc. sul rilevato			1033		0,00	0,00	2,17	0	2243
Totale generale			2654					0	5368

cond sismica y

Descrizione carico		F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6	0	0	212	0,00	0,00	2,17	460	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F_x [kN]	F_y [kN]	F_z [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6	106	0	0	0,00	0,00	2,17	0	0

SPICCATO MURO FRONTALE

AZIONI SU SPALLA [kN,m]

cond statica

Descrizione carico		E_x [kN]	E_y [kN]	E_z [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	g1	986	0	0	-1,33		6,67	0	-1312
Muro frontale	g1	6738	0	0			2,25	0	0
Totale Permanenti		7725	0	0				0	-1312
Rinterro	g3		3903	0			2,95	0	11500
Sovr. acc. sul rilevato			2105	0			4,42	0	9304

cond sismica x

Descrizione carico		E_x [kN]	E_y [kN]	E_z [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6		212		-1,33	0,00	6,67	0	1413
Muro frontale	q6		1447		0,00	0,00	2,25	0	3257
Rinterro	Inerzia		1958				4,42	0	8652
	Sovrappinta		2248				2,95	0	6624
Rinterro [totale]			4205					0	15276
Sovr. acc. sul rilevato			2105				4,42	0	9304
Totale generale			7970					0	29250

cond sismica y

Descrizione carico		E_x [kN]	E_y [kN]	E_z [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6			212	-1,33	0,00	6,67	1413	0
Muro frontale	q6			1447	0,00	0,00	2,25	3257	0
Rinterro					0,00	0,00	0,00	0	0
Totale generale				1659				4670	0

cond sismica vert

Descrizione carico		E_x [kN]	E_y [kN]	E_z [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paraghiaia	q6	106			-1,33	0,00	6,67	0	-141
Muro frontale	q6	724			0,00	0,00	2,25	0	0
Totale generale		830						0	-141

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	38 di 70

FONDAZIONE
AZIONI SU SPALLA [kN.m]

cond statica

Descrizione carico		F_{xz} [kN]	F_{yz} [kN]	F_{zz} [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paragliaia	g1	986			1,40	0,00	9,67	0	1381
Muro frontale	g1	6738			0,07	0,00	5,25	0	472
Plinto	g _z	13928			0,00	0,00	1,50	0	0
Muri andatori	g1	1113			-3,50	0,00	7,42	0	-3894
Totale Permanenti		22766						0	-2042
Rinterro	g3	9113			-3,50	0,00	7,42	0	-31896
Ricop. Plinto	g3	1385			3,50	0,00	3,50	0	4846
Sovr. acc. sul rilevato		2698			-3,50	0,00	11,84	0	-9442
* Il sovraccarico accidentale a tergo della spalla è da considerarsi presente in tutte le combinazioni									
Rinterro	g3		7001		-3,50	0,00	3,95	0	27632
Sovr. acc. sul rilevato			2819		0,00	0,00	5,92	0	16690

AZIONI SU SPALLA [kN.m]

cond sismica x

Descrizione carico		F_{xz} [kN]	F_{yz} [kN]	F_{zz} [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paragliaia	α_x		212		1,40	0,00	9,67	0	2049
Muro frontale	α_x		1447		0,07	0,00	5,25	0	7599
Plinto	α_x		2992		0,00	0,00	1,50	0	4488
Muri andatori	α_x		239		-3,50	0,00	7,42	0	1773
Rinterro	Inerzia		1958		-3,50	0,00	7,42	0	14525
	Sovraspinta		4033		-3,50	0,00	3,95	0	15916
Rinterro [totale]			5990				7,42	0	30440
Sovr. acc. sul rilevato			2819		-3,50		7,42	0	16690
Totale generale			13700						63039

cond sismica y

Descrizione carico		F_{xz} [kN]	F_{yz} [kN]	F_{zz} [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paragliaia	α_y			212	1,40	0,00	9,67	2049	0
Muro frontale	α_y			1447	0,07	0,00	5,25	7599	0
Plinto	α_y			2992	0,00	0,00	1,50	4488	0
Muri andatori	α_y			239	-3,50	0,00	7,42	1773	0
Rinterro	Inerzia			1958	0,00		7,42	14525	0
	Sovraspinta			460			3,95	1817	0
Rinterro [totale]				2418				16341	0
Sovr. acc. sul rilevato				2819	-3,50		11,84	33381	0
Totale generale				10127				65631	0

cond sismica vert

Descrizione carico		F_{xz} [kN]	F_{yz} [kN]	F_{zz} [kN]	h_x [m]	h_y [m]	h_z [m]	M [kNm]	M [kNm]
Paragliaia	α_z	106			1,40	0,00	9,67	0,00	148
Muro frontale	α_z	724			0,07	0,00	5,25	0,00	51
Plinto	α_z	1496			0,00	0,00	1,50	0,00	0
Muri andatori	α_z	120			-3,50	0,00	7,42	0,00	-418
Rinterro	α_z	979			0,00	0,00	0,00	0,00	0
Ricop. Plinto	α_z	149			3,50	0,00	3,50	0,00	521
Totale generale		3573						0,00	301

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	986	1747	0	0	2647
A2 - SLU - MT max gr.1	986	1747	0	0	2647
A2 - SLU - ML max gr.1	986	2850	0	0	5041
A2 - SLU - N max gr.3	986	1747	0	0	2647
A2 - SLU - MT max gr.3	986	1747	0	0	2647
A2 - SLU - ML max gr.3	986	2850	0	0	5041
A2 - SLU - Vento ponte scarico	986	1857	0	0	2886
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	986	1747	0	0	2647
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	986	1747	0	0	2647
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	986	2850	0	0	5041
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	986	1747	0	0	2647
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	986	1747	0	0	2647
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	986	2850	0	0	5041
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	986	1857	0	0	2886
A1 - SLU - N max gr.1	1331	2016	0	0	3054
A1 - SLU - MT max gr.1	1331	2016	0	0	3054
A1 - SLU - ML max gr.1	1331	3289	0	0	5816
A1 - SLU - N max gr.3	1331	2016	0	0	3054
A1 - SLU - MT max gr.3	1331	2016	0	0	3054
A1 - SLU - ML max gr.3	1331	3289	0	0	5816
A1 - SLU - Vento ponte scarico	1331	2143	0	0	3330
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	1331	2016	0	0	3054
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	1331	2016	0	0	3054
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	1331	3289	0	0	5816
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	1331	2016	0	0	3054
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	1331	2016	0	0	3054
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	1331	3289	0	0	5816
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	1331	2143	0	0	3330
SLE rara - N max gr.1	986	1344	0	0	2036
SLE rara - MT max gr.1	986	1344	0	0	2036
SLE rara - ML max gr.1	986	2193	0	0	3878
SLE rara - N max gr.3	986	1344	0	0	2036
SLE rara - MT max gr.3	986	1344	0	0	2036
SLE rara - ML max gr.3	986	2193	0	0	3878
SLE rara - Vento ponte scarico	986	1429	0	0	2220
SLE RARA.- N max gr.4	789	1101	0	0	1684
SLE RARA.- MT max gr.4	789	1101	0	0	1684
SLE RARA.- ML max gr.4	789	1949	0	0	3526
SLE quasi permanente	986	1217	0	0	1760
SLV - N max	1092	1196	64	138	1918
SLV - MT max gr.1	1018	1196	212	460	1918
SLV - ML max gr.1	1018	2182	64	138	3784
SLV - MT max gr.3	954	1196	212	460	1918
SLV - ML max gr.3	954	2182	64	138	3784
SLV - N min	880	1196	64	138	1918

Tabella 3 – Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia



Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia

Tratta finale Ligure-Andora

VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	41 di 70

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	33287	9734	562	7136	32736
A2 - SLU - MT max gr.1	33287	9734	562	7136	32736
A2 - SLU - ML max gr.1	33287	11023	562	7136	40513
A2 - SLU - N max gr.3	33287	9734	527	6809	32736
A2 - SLU - MT max gr.3	33287	9734	527	6809	32736
A2 - SLU - ML max gr.3	33287	11023	527	6809	40513
A2 - SLU - Vento ponte scarico	24123	10231	821	7803	31685
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	33287	9734	562	7136	32736
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	33287	9734	562	7136	32736
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	33287	11023	562	7136	40513
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	33287	9734	527	6809	32736
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	33287	9734	527	6809	32736
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	33287	11023	527	6809	40513
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	24123	10231	821	7803	31685
A1 - SLU - N max gr.1	41957	11220	648	8249	37824
A1 - SLU - MT max gr.1	41957	11220	648	8249	37824
A1 - SLU - ML max gr.1	41957	12708	648	8249	46797
A1 - SLU - N max gr.3	41957	11161	608	7870	37531
A1 - SLU - MT max gr.3	41957	11161	608	7870	37531
A1 - SLU - ML max gr.3	41957	12649	608	7870	46504
A1 - SLU - Vento ponte scarico	31326	11791	948	9003	36589
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	41957	11220	648	8249	37824
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	41957	11220	648	8249	37824
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	41957	12708	648	8249	46797
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	41957	11161	608	7870	37531
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	41957	11161	608	7870	37531
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	41957	12649	608	7870	46504
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	31326	11791	948	9003	36589
SLE rara - N max gr.1	29996	7519	434	5565	25508
SLE rara - MT max gr.1	29996	7519	434	5565	25508
SLE rara - ML max gr.1	29996	8511	434	5565	31491
SLE rara - N max gr.3	29996	7519	407	5304	25508
SLE rara - MT max gr.3	29996	7519	407	5304	25508
SLE rara - ML max gr.3	29996	8511	407	5304	31491
SLE rara - Vento ponte scarico	22665	7855	379	3601	24413
SLE RARA.- N max gr.4	23997	6291	423	5172	21349
SLE RARA.- MT max gr.4	23997	6291	423	5172	21349
SLE RARA.- ML max gr.4	23997	7283	423	5172	27332
SLE quasi permanente	22665	6231	0	0	19922
SLV - N max	26723	5268	1566	11868	18418
SLV - MT max gr.1	24909	5268	5194	38550	18295
SLV - ML max gr.1	24909	8212	1566	11847	28988
SLV - MT max gr.3	23354	5268	5194	38532	18189
SLV - ML max gr.3	23354	8212	1566	11828	28882
SLV - N min	21539	5268	1566	11806	18065

Tabella 4 – Sollecitazioni alla base del muro frontale



Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia

Tratta finale Ligure-Andora

VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	43 di 70

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

4.7.3 *Plinto di fondazione*

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

Nella tabella che segue sono indicati la risultante e momento risultante rispetto al baricentro del plinto di fondazione.

CARATTERISTICHE DELLA SOLLECITAZIONE INTERNA INTRADOSSO FONDAZIONE

	Nz	Tx	Ty	Mx	My
A2 - SLU - ML max gr.1	61975	18592	562	8821	37929
A2 - SLU - MT max gr.1	61975	18592	562	8821	37929
A2 - SLU - N max gr.1	64079	18238	562	8821	38642
A2 - SLU - ML max gr.3	61975	18592	527	8391	37929
A2 - SLU - MT max gr.3	61975	18592	527	8391	37929
A2 - SLU - N max gr.3	64079	18238	527	8391	38642
A2 - SLU - Vento ponte scarico	52811	20769	821	10267	42357
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	61975	18592	562	8821	37929
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	61975	18592	562	8821	37929
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	64079	18238	562	8821	38642
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	61975	18592	527	8391	37929
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	61975	18592	527	8391	37929
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	64079	18238	527	8391	38642
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	52811	20769	821	10267	42357
A1 - SLU - ML max gr.1	78009	21441	648	10194	43475
A1 - SLU - MT max gr.1	78009	21441	648	10194	43475
A1 - SLU - N max gr.1	80437	21033	648	10194	44297
A1 - SLU - ML max gr.3	78009	21383	608	9696	43006
A1 - SLU - MT max gr.3	78009	21383	608	9696	43006
A1 - SLU - N max gr.3	80437	20974	608	9696	43828
A1 - SLU - Vento ponte scarico	67379	23951	948	11846	48560
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	78009	21441	648	10194	43475
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	78009	21441	648	10194	43475
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	80437	21033	648	10194	44297
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	78009	21383	608	9696	43006
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	78009	21383	608	9696	43006
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	80437	20974	608	9696	43828
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	67379	23951	948	11846	48560
SLE rara - ML max gr.1	55535	14334	434	6867	29222
SLE rara - MT max gr.1	55535	14334	434	6867	29222
SLE rara - N max gr.1	57154	14062	434	6867	29770
SLE rara - ML max gr.3	55535	14334	407	6523	29222
SLE rara - MT max gr.3	55535	14334	407	6523	29222
SLE rara - N max gr.3	57154	14062	407	6523	29770
SLE rara - Vento ponte scarico	48204	15961	379	4738	32222
SLE RARA.- ML max gr.4	44428	12130	423	6441	25898
SLE RARA.- MT max gr.4	44428	12130	423	6441	25898
SLE RARA.- N max gr.4	46047	11858	423	6441	26446
SLE quasi permanente	48204	11107	0	0	16600
SLV - N max	53877	8902	6080	56728	10097
SLV - MT max gr.1	50932	8902	11689	86750	10127
SLV - ML max gr.1	50932	13095	4106	33340	31435
SLV - MT max gr.3	48408	8902	9997	66703	10153
SLV - ML max gr.3	48408	13095	2415	13292	31461
SLV - N min	45463	8902	441	-10096	10183

Tabella 5 – Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

4.8 Pali di fondazione

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

GEO 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
A2 - SLU - ML max gr.1	61975	18592	562	10281	86269	8737	2531	1691
A2 - SLU - MT max gr.1	61975	18592	562	10281	86269	8737	2531	1691
A2 - SLU - N max gr.1	64079	18238	562	10281	86062	8922	2729	1659
A2 - SLU - ML max gr.3	61975	18592	527	9762	86269	8724	2544	1691
A2 - SLU - MT max gr.3	61975	18592	527	9762	86269	8724	2544	1691
A2 - SLU - N max gr.3	64079	18238	527	9762	86062	8908	2742	1659
A2 - SLU - Vento ponte scarico	52811	20769	821	12402	96357	8291	1311	1890
A2 - SLU Gmin - ML max gr.1	61975	18592	562	10281	86269	8737	2531	1691
A2 - SLU Gmin - MT max gr.1	61975	18592	562	10281	86269	8737	2531	1691
A2 - SLU Gmin - N max gr.1	64079	18238	562	10281	86062	8922	2729	1659
A2 - SLU Gmin - ML max gr.3	61975	18592	527	9762	86269	8724	2544	1691
A2 - SLU Gmin - MT max gr.3	61975	18592	527	9762	86269	8724	2544	1691
A2 - SLU Gmin - N max gr.3	64079	18238	527	9762	86062	8908	2742	1659
A2 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	52811	20769	821	12402	96357	8291	1311	1890
						8922	2531	1691

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

STR 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
A1 - SLU - ML max gr.1	78009	21441	648	11880	99222	10662	3521	1950
A1 - SLU - MT max gr.1	78009	21441	648	11880	99222	10662	3521	1950
A1 - SLU - N max gr.1	80437	21033	648	11880	98982	10875	3750	1913
A1 - SLU - ML max gr.3	78009	21383	608	11278	98601	10626	3557	1945
A1 - SLU - MT max gr.3	78009	21383	608	11278	98601	10626	3557	1945
A1 - SLU - N max gr.3	80437	20974	608	11278	98361	10839	3786	1908
A1 - SLU - Vento ponte scarico	67379	23951	948	14310	110832	10141	2110	2179
A1 - SLU Gmin - ML max gr.1	78009	21441	648	11880	99222	10662	3521	1950
A1 - SLU Gmin - MT max gr.1	78009	21441	648	11880	99222	10662	3521	1950
A1 - SLU Gmin - N max gr.1	80437	21033	648	11880	98982	10875	3750	1913
A1 - SLU Gmin - ML max gr.3	78009	21383	608	11278	98601	10626	3557	1945
A1 - SLU Gmin - MT max gr.3	78009	21383	608	11278	98601	10626	3557	1945
A1 - SLU Gmin - N max gr.3	80437	20974	608	11278	98361	10839	3786	1908
A1 - SLU Gmin - Vento ponte scarico	67379	23951	948	14310	110832	10141	2110	2179

Tabella 8 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. STR SLU

SIS M1 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	53877	8902	6080	72536	33242	7865	1931	980
SLV - MT max gr.1	50932	8902	11689	117141	33272	8750	510	1336
SLV - ML max gr.1	50932	13095	4106	44016	65482	7921	1339	1248
SLV - MT max gr.3	48408	8902	9997	92696	33298	7890	911	1217
SLV - ML max gr.3	48408	13095	2415	19571	65508	7061	1740	1211
SLV - N min	45463	8902	441	-11243	33328	5520	2746	810

Tabella 9 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SIS M1

SLE RARA 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 - ML max gr.1	55535	14334	434	7996	66489	7442	2655	1304
SLE rara - MT max gr.1	55535	14334	434	7996	66489	7442	2655	1304
SLE rara - N max gr.1	57154	14062	434	7996	66329	7584	2807	1279
SLE rara - ML max gr.3	55535	14334	407	7580	66489	7432	2666	1304
SLE rara - MT max gr.3	55535	14334	407	7580	66489	7432	2666	1304
SLE rara - N max gr.3	57154	14062	407	7580	66329	7573	2818	1279
SLE rara - Vento ponte scarico	48204	15961	379	5724	73721	6955	1809	1451
						7584	1809	1451

Tabella 10 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE RARA

SLE RARA GR 4 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.- ML max gr.4	44428	12130	423	7541	57437	6123	1955	1103
SLE RARA.- MT max gr.4	44428	12130	423	7541	57437	6123	1955	1103
SLE RARA.- N max gr.4	46047	11858	423	7541	57277	6265	2107	1079
						6265	1955	1103

Tabella 11 – Sollecitazioni massime sul singolo palo C.C. SLE RARA GR 4

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	986	1171	0	0	1813
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - ML max gr.1	986	1811	0	0	3204
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	986	1171	0	0	1813
	Mxx _{max}	A2 - SLU - N max gr.1	986	1171	0	0	1813
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.1	986	1811	0	0	3204
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	1331	1351	0	0	2092
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.1	1331	2090	0	0	3696
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	1331	1351	0	0	2092
	Mxx _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	1331	1351	0	0	2092
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.1	1331	2090	0	0	3696
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	986	900	0	0	1395
	Tx,A _{max}	SLE rara - ML max gr.1	986	1393	0	0	2464
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	986	900	0	0	1395
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	986	900	0	0	1395
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.1	986	1393	0	0	2464
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	789	746	0	0	1171
	Tx,A _{max}	SLE freq.- ML max gr.1	789	1239	0	0	2240
	Ty,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	789	746	0	0	1171
	Mxx _{max}	SLE freq.- N max gr.1	789	746	0	0	1171
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.1	789	1239	0	0	2240
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	986	773	0	0	1119
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	1092	1196	64	138	1918
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	1018	2182	64	138	3784
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	1018	1196	212	460	1918
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	1018	1196	212	460	1918
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	1018	2182	64	138	3784

**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	33287	6824	562	7136	24161
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	24123	7320	821	7803	23109
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	24123	7320	821	7803	23109
	Mxx _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	24123	7320	821	7803	23109
	Myy _{max}	A2 - SLU - ML max gr.1	33287	7171	562	7136	27776
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - N max gr.1	41957	7862	648	8249	27929
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	31326	8433	948	9003	26694
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	31326	8433	948	9003	26694
	Mxx _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	31326	8433	948	9003	26694
	Myy _{max}	A1 - SLU - ML max gr.1	41957	8263	648	8249	32100
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	29996	5281	434	5565	18912
	Tx,A _{max}	SLE rara - Vento ponte scarico	22665	5616	379	3601	17817
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	29996	5281	434	5565	18912
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	29996	5281	434	5565	18912
	Myy _{max}	SLE rara - ML max gr.1	29996	5548	434	5565	21692
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	23997	4500	423	5172	16072
	Tx,A _{max}	SLE freq.- Vento ponte scarico	6180	4782	0	0	12821
	Ty,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	23997	4500	423	5172	16072
	Mxx _{max}	SLE freq.- N max gr.1	23997	4500	423	5172	16072
	Myy _{max}	SLE freq.- ML max gr.1	23997	4768	423	5172	18853
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	22665	3993	0	0	13326
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	26723	5268	1566	11868	18418
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	24909	8212	1566	11847	28988
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	24909	5268	5194	38550	18295
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	24909	5268	5194	38550	18295
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.1	24909	8212	1566	11847	28988

**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 - ML max gr.1	64079	11757	562	8821	10571
	Tx,A _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	52811	15549	821	10267	21753
	Ty,A _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	52811	15549	821	10267	21753
	Mxx _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	52811	15549	821	10267	21753
	Myy _{max}	A2 - SLU - Vento ponte scarico	52811	15549	821	10267	21753
SLU STR	Nz,A _{max}	A1 - SLU - ML max gr.1	80437	13554	648	10194	11907
	Tx,A _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	67379	17927	948	11846	24787
	Ty,A _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	67379	17927	948	11846	24787
	Mxx _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	67379	17927	948	11846	24787
	Myy _{max}	A1 - SLU - Vento ponte scarico	67379	17927	948	11846	24787
SLE RARA	Nz,A _{max}	SLE rara - ML max gr.1	57154	9075	434	6867	8176
	Tx,A _{max}	SLE rara - Vento ponte scarico	48204	11945	379	4738	16373
	Ty,A _{max}	SLE rara - N max gr.1	55535	10318	434	6867	13372
	Mxx _{max}	SLE rara - N max gr.1	55535	10318	434	6867	13372
	Myy _{max}	SLE rara - Vento ponte scarico	48204	11945	379	4738	16373
SLE FREQUENTE	Nz,A _{max}	SLE freq.- ML max gr.1	46047	7675	423	6441	8023
	Tx,A _{max}	SLE freq.- Vento ponte scarico	26611	10491	0	0	14741
	Ty,A _{max}	SLE freq.- N max gr.1	44428	8918	423	6441	13219
	Mxx _{max}	SLE freq.- N max gr.1	44428	8918	423	6441	13219
	Myy _{max}	SLE freq.- Vento ponte scarico	26611	10491	0	0	14741
SLE Q.P.		SLE quasi permanente	48204	7091	0	0	751
SLV	Nz,A _{max}	SLV - N max	53877	8902	6080	56728	10097
	Tx,A _{max}	SLV - ML max gr.1	50932	13095	4106	33340	31435
	Ty,A _{max}	SLV - MT max gr.1	50932	8902	11689	86750	10127
	Mxx _{max}	SLV - MT max gr.1	50932	8902	11689	86750	10127
	Myy _{max}	SLV - ML max gr.3	48408	13095	2415	13292	31461

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 $60 \times 1515 \text{ cm}$

Armatura verticale

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

$A'_s = \phi 16/10$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \phi 12/20 + \phi 12/20$

$A'_s = \phi 12/20$

Si prevede armatura a taglio costituita da spilli $9 \phi 10 / \text{m}^2$

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.8	MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	9.4	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:	3.10	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.3	MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.3	MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.3	MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.0	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.0	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.3	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.3	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 CALCESTRUZZO

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	53 di 70

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	60.0
3	1515.0	60.0
4	1515.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	7.0	7.0	16
2	7.0	53.0	16
3	1508.0	53.0	16
4	1508.0	7.0	16
5	7.0	15.0	16
6	1508.0	15.0	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	4	150	16
2	3	2	150	16
3	5	6	150	16

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	1331.00	3054.00	2016.00
2	1331.00	5816.00	3289.00
3	1331.00	3054.00	2016.00
4	1331.00	3054.00	2016.00
5	1331.00	5816.00	3289.00
6	1092.00	1918.00	1196.00
7	1018.00	3784.00	2182.00
8	1018.00	1918.00	1196.00
9	1018.00	1918.00	1196.00
10	1018.00	3784.00	2182.00

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	54 di 70

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 di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	986.00	2036.00	214.00
2	986.00	3878.00	470.00
3	986.00	2036.00	0.00
4	986.00	2036.00	0.00
5	986.00	3878.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	789.00	1684.00 (3671.76)	178.00 (388.11)
2	789.00	3526.00 (3578.67)	433.00 (439.47)
3	789.00	1684.00 (3671.76)	0.00 (0.00)
4	789.00	1684.00 (3671.76)	0.00 (0.00)
5	789.00	3526.00 (3578.67)	0.00 (0.00)

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 di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	986.00	1760.00 (3707.90)	183.00 (385.54)
2	986.00	1760.00 (3707.90)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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
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
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]



Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia

Tratta finale Ligure-Andora

VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	55 di 70

N°Comb	Ver	N	Mx	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	1331.00	3054.00	1331.05	11027.33	3.60	916.8(909.0)
2	S	1331.00	5816.00	1331.05	11027.33	1.89	916.8(909.0)
3	S	1331.00	3054.00	1331.05	11027.33	3.60	916.8(909.0)
4	S	1331.00	3054.00	1331.05	11027.33	3.60	916.8(909.0)
5	S	1331.00	5816.00	1331.05	11027.33	1.89	916.8(909.0)
6	S	1092.00	1918.00	1092.24	10973.04	5.70	916.8(909.0)
7	S	1018.00	3784.00	1018.12	10956.18	2.89	916.8(909.0)
8	S	1018.00	1918.00	1018.12	10956.18	5.69	916.8(909.0)
9	S	1018.00	1918.00	1018.12	10956.18	5.69	916.8(909.0)
10	S	1018.00	3784.00	1018.12	10956.18	2.89	916.8(909.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	60.0	0.00076	1508.0	53.0	-0.01726	7.0	7.0
2	0.00350	0.0	60.0	0.00076	1508.0	53.0	-0.01726	7.0	7.0
3	0.00350	0.0	60.0	0.00076	1508.0	53.0	-0.01726	7.0	7.0
4	0.00350	0.0	60.0	0.00076	1508.0	53.0	-0.01726	7.0	7.0
5	0.00350	0.0	60.0	0.00076	1508.0	53.0	-0.01726	7.0	7.0
6	0.00350	0.0	60.0	0.00074	1508.0	53.0	-0.01739	7.0	7.0
7	0.00350	0.0	60.0	0.00074	1508.0	53.0	-0.01743	7.0	7.0
8	0.00350	0.0	60.0	0.00074	1508.0	53.0	-0.01743	7.0	7.0
9	0.00350	0.0	60.0	0.00074	1508.0	53.0	-0.01743	7.0	7.0
10	0.00350	0.0	60.0	0.00074	1508.0	53.0	-0.01743	7.0	7.0

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000391667	-0.020000008	----	----
2	0.000000000	0.000391667	-0.020000008	----	----
3	0.000000000	0.000391667	-0.020000008	----	----
4	0.000000000	0.000391667	-0.020000008	----	----
5	0.000000000	0.000391667	-0.020000008	----	----
6	0.000000000	0.000394120	-0.020147226	----	----
7	0.000000000	0.000394878	-0.020192682	----	----
8	0.000000000	0.000394878	-0.020192682	----	----
9	0.000000000	0.000394878	-0.020192682	----	----
10	0.000000000	0.000394878	-0.020192682	----	----

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	56 di 70

VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [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] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce.(Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
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 calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.
Alfa	Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe nella sola direzione del taglio di cui al primo membro della (7.4.29)NTC (tra parentesi vi è il 1/2 del rapporto meccanico minimo di normativa riferito quindi alla sola dir. del taglio)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	2016.00	24460.38	18987.21	56.4 49.4	1515.0	2.500	1.008	41.7	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)
2	S	3289.00	24460.38	18987.21	56.4 49.4	1515.0	2.500	1.008	68.0	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)
3	S	2016.00	24460.38	18987.21	56.4 49.4	1515.0	2.500	1.008	41.7	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)
4	S	2016.00	24460.38	18987.21	56.4 49.4	1515.0	2.500	1.008	41.7	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)
5	S	3289.00	24460.38	18987.21	56.4 49.4	1515.0	2.500	1.008	68.0	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)
6	S	1196.00	24437.44	18995.76	56.4 49.4	1515.0	2.500	1.006	24.7	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)
7	S	2182.00	24430.29	18998.37	56.5 49.5	1515.0	2.500	1.006	45.1	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)
8	S	1196.00	24430.29	18998.37	56.5 49.5	1515.0	2.500	1.006	24.7	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)
9	S	1196.00	24430.29	18998.37	56.5 49.5	1515.0	2.500	1.006	24.7	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)
10	S	2182.00	24430.29	18998.37	56.5 49.5	1515.0	2.500	1.006	45.1	392.7(0.0)	0.100	0.054(0.040)

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 calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.96	0.0	60.0	-77.8	16.9	7.0	20453	305.6
2	S	5.58	0.0	60.0	-156.1	7.0	7.0	21210	305.6
3	S	2.96	0.0	60.0	-77.8	16.9	7.0	20453	305.6
4	S	2.96	0.0	60.0	-77.8	16.9	7.0	20453	305.6
5	S	5.58	0.0	60.0	-156.1	7.0	7.0	21210	305.6

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a f_{ctm} Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; =(e1 + e2)/(2*e1) per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	57 di 70

k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = 0.6 Smax / Es [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = sr max*(e_sm - e_cm) [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00047	0.00000	0.500	16.0	62	0.00023 (0.00023)	393	0.092 (0.20)	3677.92	386.58
2	S	-0.00094	0.00000	0.500	16.0	62	0.00047 (0.00047)	400	0.187 (0.20)	3590.00	435.10
3	S	-0.00047	0.00000	0.500	16.0	62	0.00023 (0.00023)	393	0.092 (0.20)	3677.92	0.00
4	S	-0.00047	0.00000	0.500	16.0	62	0.00023 (0.00023)	393	0.092 (0.20)	3677.92	0.00
5	S	-0.00094	0.00000	0.500	16.0	62	0.00047 (0.00047)	400	0.187 (0.20)	3590.00	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.45	0.0	60.0	-64.6	7.0	7.0	20453	305.6
2	S	5.07	0.0	60.0	-142.9	26.9	7.0	21210	305.6
3	S	2.45	0.0	60.0	-64.6	7.0	7.0	20453	305.6
4	S	2.45	0.0	60.0	-64.6	7.0	7.0	20453	305.6
5	S	5.07	0.0	60.0	-142.9	26.9	7.0	21210	305.6

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00039	0.00000	0.500	16.0	62	0.00019 (0.00019)	393	0.076 (0.20)	3671.76	388.11
2	S	-0.00086	0.00000	0.500	16.0	62	0.00043 (0.00043)	400	0.171 (0.20)	3578.67	439.47
3	S	-0.00039	0.00000	0.500	16.0	62	0.00019 (0.00019)	393	0.076 (0.20)	3671.76	0.00
4	S	-0.00039	0.00000	0.500	16.0	62	0.00019 (0.00019)	393	0.076 (0.20)	3671.76	0.00
5	S	-0.00086	0.00000	0.500	16.0	62	0.00043 (0.00043)	400	0.171 (0.20)	3578.67	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	2.57	0.0	60.0	-66.1	16.9	7.0	20453	305.6
2	S	2.57	0.0	60.0	-66.1	16.9	7.0	20453	305.6

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	-0.00040	0.00000	0.500	16.0	62	0.00020 (0.00020)	393	0.078 (0.20)	3707.90	385.54
2	S	-0.00040	0.00000	0.500	16.0	62	0.00020 (0.00020)	393	0.078 (0.20)	3707.90	0.00

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 325x1679 cm

Armatura verticale

$$A_s = \phi 28/10 + \phi 28/10 + \phi 28/10 \text{ (lato controterra)}$$

$$A'_s = \phi 28/10 + \phi 28/10 + \phi 28/10 \text{ (lato esterno)}$$

Armatura orizzontale

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

$$A'_s = \phi 24/20 + \phi 24/20 + \phi 24/20 \text{ (lato esterno)}$$

Spilli 9Ø10/mq (armatura equivalente del codice di calcolo)

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C40/50
	Resis. compr. di progetto fcd:	22.7 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	11.3 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	35220.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	3.50 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	22.0 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	22.0 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	16.0 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
	ACCIAIO -	Tipo:
Resist. caratt. snervam. fyk:		450.0 MPa
Resist. caratt. rottura ftk:		450.0 MPa
Resist. snerv. di progetto fyd:		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:		0.068
Modulo Elastico Ef		2000000 daN/cm ²
Diagramma tensione-deformaz.:		Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :		1.00
Coeff. Aderenza differito β1*β2 :		0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	337.50 MPa	

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	59 di 70

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C40/50

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	325.0
3	1679.0	325.0
4	1679.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	8.8	8.8	28
2	8.8	316.2	28
3	1670.2	316.2	28
4	1670.2	8.8	28
5	8.8	19.0	28
6	1670.2	19.0	28
7	8.8	305.6	28
8	1670.2	305.6	28
9	8.8	30.0	28
10	1670.2	30.0	28
11	8.8	295.0	28
12	1670.2	295.0	28

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	4	166	28
2	2	3	166	28
3	5	6	166	28
4	7	8	166	28
5	9	10	166	28
6	12	11	166	28

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	41957.00	37824.00	11220.00
2	41957.00	46797.00	12708.00

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	60 di 70

3	31326.00	36589.00	11791.00
4	31326.00	36589.00	11791.00
5	41957.00	46797.00	12708.00
6	26723.00	18418.00	5268.00
7	24909.00	28988.00	8212.00
8	24909.00	18295.00	5268.00
9	24909.00	18295.00	5268.00
10	24909.00	28988.00	8212.00

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 di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	29996.00	25508.00	7762.00
2	29996.00	31491.00	12346.00
3	29996.00	25508.00	0.00
4	29996.00	25508.00	0.00
5	29996.00	31491.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	23997.00	21349.00 (530939.45)	15455.00 (384358.48)
2	23997.00	27332.00 (335138.73)	15455.00 (189505.67)
3	23997.00	21349.00 (530939.45)	0.00 (0.00)
4	23997.00	21349.00 (530939.45)	0.00 (0.00)
5	23997.00	27332.00 (335138.73)	0.00 (0.00)

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 di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	22665.00	19922.00 (548728.40)	3559.00 (98028.53)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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



Raddoppio della linea Genova-Ventimiglia

Tratta finale Ligure-Andora

VI07_Viadotto su Torrente Arroscia da km 86+575 a km 86+935

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	61 di 70

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
 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	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	41957.00	37824.00	41957.04	418132.17	11.05	6206.8(5456.8)
2	S	41957.00	46797.00	41957.04	418132.17	8.93	6206.8(5456.8)
3	S	31326.00	36589.00	31325.81	403560.76	11.03	6206.8(5456.8)
4	S	31326.00	36589.00	31325.81	403560.76	11.03	6206.8(5456.8)
5	S	41957.00	46797.00	41957.04	418132.17	8.93	6206.8(5456.8)
6	S	26723.00	18418.00	26723.14	397235.64	21.56	6206.8(5456.8)
7	S	24909.00	28988.00	24909.22	394740.73	13.62	6206.8(5456.8)
8	S	24909.00	18295.00	24909.22	394740.73	21.57	6206.8(5456.8)
9	S	24909.00	18295.00	24909.22	394740.73	21.57	6206.8(5456.8)
10	S	24909.00	28988.00	24909.22	394740.73	13.62	6206.8(5456.8)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del calcestruzzo 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	325.0	0.00250	8.8	316.2	-0.03254	8.8	8.8
2	0.00350	0.0	325.0	0.00250	8.8	316.2	-0.03254	8.8	8.8
3	0.00350	0.0	325.0	0.00245	8.8	316.2	-0.03439	8.8	8.8
4	0.00350	0.0	325.0	0.00245	8.8	316.2	-0.03439	8.8	8.8
5	0.00350	0.0	325.0	0.00250	8.8	316.2	-0.03254	8.8	8.8
6	0.00350	0.0	325.0	0.00242	8.8	316.2	-0.03522	8.8	8.8
7	0.00350	0.0	325.0	0.00241	8.8	316.2	-0.03555	8.8	8.8
8	0.00350	0.0	325.0	0.00241	8.8	316.2	-0.03555	8.8	8.8
9	0.00350	0.0	325.0	0.00241	8.8	316.2	-0.03555	8.8	8.8
10	0.00350	0.0	325.0	0.00241	8.8	316.2	-0.03555	8.8	8.8

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000113974	-0.033541439	----	----
2	0.000000000	0.000113974	-0.033541439	----	----
3	0.000000000	0.000119843	-0.035449057	----	----
4	0.000000000	0.000119843	-0.035449057	----	----
5	0.000000000	0.000113974	-0.033541439	----	----
6	0.000000000	0.000122468	-0.036302188	----	----

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	62 di 70

7	0.000000000	0.000123511	-0.036641161	----	----
8	0.000000000	0.000123511	-0.036641161	----	----
9	0.000000000	0.000123511	-0.036641161	----	----
10	0.000000000	0.000123511	-0.036641161	----	----

VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = Vy ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [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] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
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 calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm²/m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm²/m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_max con L=lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_max= massima altezza utile nella direz.del taglio.
Alfa	Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe nella sola direzione del taglio di cui al primo membro della (7.4.29)NTC (tra parentesi vi è il 1/2 del rapporto meccanico minimo di normativa riferito quindi alla sola dir. del taglio)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	11220.00	206124.13	155669.20316.2	303.9	1679.0	2.500	1.034	37.7	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)
2	S	12708.00	206124.13	155669.20316.2	303.9	1679.0	2.500	1.034	42.7	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)
3	S	11791.00	204814.75	155977.36316.2	304.5	1679.0	2.500	1.025	39.6	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)
4	S	11791.00	204814.75	155977.36316.2	304.5	1679.0	2.500	1.025	39.6	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)
5	S	12708.00	206124.13	155669.20316.2	303.9	1679.0	2.500	1.034	42.7	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)
6	S	5268.00	204238.94	156105.61316.2	304.8	1679.0	2.500	1.022	17.7	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)
7	S	8212.00	204010.25	156155.06316.2	304.9	1679.0	2.500	1.020	27.5	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)
8	S	5268.00	204010.25	156155.06316.2	304.9	1679.0	2.500	1.020	17.7	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)
9	S	5268.00	204010.25	156155.06316.2	304.9	1679.0	2.500	1.020	17.7	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)
10	S	8212.00	204010.25	156155.06316.2	304.9	1679.0	2.500	1.020	27.5	523.6(0.0)	0.100	0.054(0.040)

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 calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.10	0.0	325.0	-2.2	8.8	8.8	26025	1034.5
2	S	1.28	0.0	325.0	-5.9	28.7	8.8	46173	2068.9
3	S	1.10	0.0	325.0	-2.2	8.8	8.8	26025	1034.5
4	S	1.10	0.0	325.0	-2.2	8.8	8.8	26025	1034.5
5	S	1.28	0.0	325.0	-5.9	28.7	8.8	46173	2068.9

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

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a fctm Esito della verifica
------	--

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	63 di 70

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00001	0.00000	0.500	28.0	74	0.00001 (0.00001)	371	0.002 (0.20)	605583.50	184277.05
2	S	-0.00003	0.00000	0.500	28.0	74	0.00002 (0.00002)	358	0.006 (0.20)	377292.31	147916.89
3	S	-0.00001	0.00000	0.500	28.0	74	0.00001 (0.00001)	371	0.002 (0.20)	605583.50	0.00
4	S	-0.00001	0.00000	0.500	28.0	74	0.00001 (0.00001)	371	0.002 (0.20)	605583.50	0.00
5	S	-0.00003	0.00000	0.500	28.0	74	0.00002 (0.00002)	358	0.006 (0.20)	377292.31	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.91	0.0	325.0	-2.3	8.8	8.8	30222	1034.5
2	S	1.10	0.0	325.0	-6.3	28.7	8.8	53728	3103.4
3	S	0.91	0.0	325.0	-2.3	8.8	8.8	30222	1034.5
4	S	0.91	0.0	325.0	-2.3	8.8	8.8	30222	1034.5
5	S	1.10	0.0	325.0	-6.3	28.7	8.8	53728	3103.4

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00001	0.00000	0.500	28.0	74	0.00001 (0.00001)	391	0.003 (0.20)	530939.45	384358.48
2	S	-0.00003	0.00000	0.500	28.0	74	0.00002 (0.00002)	334	0.006 (0.20)	335138.73	189505.67
3	S	-0.00001	0.00000	0.500	28.0	74	0.00001 (0.00001)	391	0.003 (0.20)	530939.45	0.00
4	S	-0.00001	0.00000	0.500	28.0	74	0.00001 (0.00001)	391	0.003 (0.20)	530939.45	0.00
5	S	-0.00003	0.00000	0.500	28.0	74	0.00002 (0.00002)	334	0.006 (0.20)	335138.73	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.85	0.0	325.0	-2.0	48.6	8.8	29383	1034.5

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00001	0.00000	0.500	28.0	74	0.00001 (0.00001)	387	0.002 (0.20)	548728.40	98028.53

4.9.3 Muro andatore

In questo paragrafo si riporta il calcolo dei muri laterali della spalla. Tali muri sono sollecitati essenzialmente dalle spinte del terreno di riempimento all'interno della spalla e dei sovraccarichi presenti su di esso in condizioni statiche e sismiche.

Il muro di risvolto viene considerato come una piastra incastrata su due lati (il muro frontale e la platea di fondazione). Il carico agente sul muro di risvolto viene riguardato come somma di un carico uniforme qu e di un carico triangolare qt (massimo allo spiccato del muro), agenti sull'intera superficie del muro.

Generali			
Altezza muro frontale	Hm	4,5	m
spessore muro andatore	ba	0,82	m
Altezza paraghiaia	Hp	4,34	m
Peso terreno	γ_t	20	kN/m ³
Angolo d'attrito interno (φ)		35	°
Mononobe e Okabe	K_{AE}	0,427	
Sovraccarico accidentale sul rilevato	qacc	58	kN/m ²
k0		0,426	
Altezza muro andatore		8,84	m
Lunghezza di un singolo muro lungo asse X	ba	3,07	m
Lunghezza lungo asse Y	Lm	16,79	m
Sovraccarico accidentale sul rilevato diffuso su Lm	q	10,4	kN/m ²
Combinazione rara			
Spinta Terrapieno	S1	75,4	kPa
Spinta Sovraccarico q	S2	4,4	kPa
Combinazione sismica SLV			
Spinta sismica Terrapieno	S1	75,5	kPa
Spinta Sismica Sovraccarico q	S2	0,6	kPa
Inerzia terrapieno	S3	72,1	kPa
Inerzia muro	S4	4,4	kPa

Risultati:

Combinazioni S.L.U.			Combinazioni S.L.E.		
M_x^+	8	kNm/m	M_x^+	5	kNm/m
M_x^-	-217	kNm/m	M_x^-	-150	kNm/m
M_y^+	59	kNm/m	M_y^+	40	kNm/m
M_y^-	-303	kNm/m	M_y^-	-209	kNm/m
T_x^+	206	kN/m			
T_x^-	0	kN/m			
T_y^+	442	kN/m			

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	65 di 70

T_y	4	kN/m
-------	---	------

Combinazioni S.L.SISMA		
M_x^+	8	kNm/m
M_x^-	-442	kNm/m
M_y^+	73	kNm/m
M_y^-	-508	kNm/m
T_x^+	351	kN/m
T_x^-	-7	kN/m
T_y^+	722	kN/m
T_y^-	-4	kN/m

Caratteristiche della sezione :

Sezione rettangolare 100 x 100 cm

Armatura verticale e orizzontale

$A_s = \phi 28/10$ (lato controterra)

$A'_s = \phi 28/20$ (lato esterno)

Spilli 10 $\phi 10/mq$ (armatura equivalente del codice di calcolo)

CARATTERISTICHE DOMINIO CALCESTRUZZO

Forma del Dominio: Poligonale
Classe Calcestruzzo: C32/40

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	0.0	0.0
2	0.0	82.0
3	100.0	82.0
4	100.0	0.0

DATI BARRE ISOLATE

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ [mm]
1	8.4	8.4	28
2	8.4	73.6	28
3	91.6	73.6	28
4	91.6	8.4	28

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	66 di 70

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	2	3	3	28
2	1	4	3	28

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
 Mx Momento flettente [daNm] intorno all'asse X di riferimento delle coordinate con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse Y di riferimento delle coordinate

N°Comb.	N	Mx	Vy
1	181.22	8.00	442.00
2	181.22	217.00	4.00
3	181.22	8.00	772.00
4	181.22	442.00	4.00

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 di riferimento (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	181.22	5.00	16.00
2	181.22	-150.00	-292.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

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
 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
 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	N Res	Mx Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	181.22	8.00	181.21	907.78	113.47	61.6(24.6)
2	S	181.22	217.00	181.21	907.78	4.18	61.6(24.6)
3	S	181.22	8.00	181.21	907.78	113.47	61.6(24.6)
4	S	181.22	442.00	181.21	907.78	2.05	61.6(24.6)

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	67 di 70

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Xc max	Deform. unit. massima del calcestruzzo a compressione
Yc 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	82.0	0.00011	8.4	73.6	-0.02621	8.4	8.4
2	0.00350	0.0	82.0	0.00011	8.4	73.6	-0.02621	8.4	8.4
3	0.00350	0.0	82.0	0.00011	8.4	73.6	-0.02621	8.4	8.4
4	0.00350	0.0	82.0	0.00011	8.4	73.6	-0.02621	8.4	8.4

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	0.000403736	-0.029606355	----	----
2	0.000000000	0.000403736	-0.029606355	----	----
3	0.000000000	0.000403736	-0.029606355	----	----
4	0.000000000	0.000403736	-0.029606355	----	----

VERIFICHE A TAGLIO

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = V_y ortogonale all'asse neutro
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato calcestruzzo [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] La resistenza dei pilastri è calcolata assumendo il valore di z (coppia interna)) I pesi della media sono le lunghezze delle strisce. (Sono escluse le strisce totalmente non compresse).
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 calcestruzzo
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm ² /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm ² /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore L/d_{max} con L =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e d_{max} = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	442.00	2299.98	1551.85	78.5 70.1	100.0	2.500	1.012	6.4	22.6(0.0)
2	S	4.00	2299.98	1551.85	78.5 70.1	100.0	2.500	1.012	0.1	22.6(0.0)
3	S	772.00	2299.98	1551.85	78.5 70.1	100.0	2.500	1.012	11.3	22.6(0.0)
4	S	4.00	2299.98	1551.85	78.5 70.1	100.0	2.500	1.012	0.1	22.6(0.0)

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	68 di 70

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 calcestruzzo [MPa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Ss min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [MPa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Ss 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	Ss min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.24	0.0	82.0	2.5	70.8	8.4	----	----
2	S	1.89	0.0	0.0	-46.5	70.8	73.6	1800	30.8

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	0.00000	0.00000	----	----	----	----	----	0.000 (0.20)	0.00	0.00
2	S	-0.00028	0.00000	0.500	28.0	70	0.00014 (0.00014)	516	0.072 (0.20)	-514.24	-1001.05

4.9.4 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 :

$$N_{\max} = 10875 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$T_{\max} = 2179 \text{ kN (CC. SLU)}$$

$$N_{\max} = 8750 \text{ kN (CC. SLV)}$$

$T_{\max} = 1336 \text{ kN (CC. SLV)}$

4.9.4.1 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.

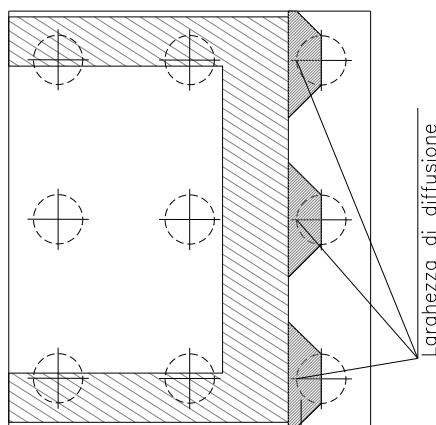


Figura 4 – Diffusione delle azioni dal palo al muro frontale

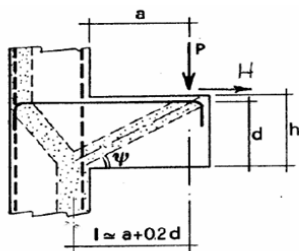
Di seguito si riportano i risultati delle verifiche strutturali del plinto di fondazione, condotte con riferimento al metodo usualmente utilizzato per la verifica delle mensole tozze, ovvero il metodo del tirante-puntone, di cui nel seguito si riporta lo schema e di verifica generale e relative formulazioni.

Relazione di calcolo Spalla B

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IV01	00	D 09 CL	VI0704002	A	70 di 70

VERIFICA MENSOLE TOZZE - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE

VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



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

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

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

Pr_c : 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 $\lambda \geq P_{Rs}$

Dati di progetto

b(m)=	3,92	m	dimensione trasversale verifica
P _{Ed} (KN) =	8750,00	KN	Carico complessivo VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H _{Ed} (KN) =	1336,00	KN	Carico complessivo ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b
a(m) =	2,25	m	distanza P da incastro
h(m) =	3,00	m	spessore mensola
δ(m) =	0,10	m	copriferro riferito al baricentro delle armature compressive in trazione
d(m) =	2,90	m	altezza utile
l(m) =	2,83	m	a+0,2d
λ =	1,08		λ=ctgψ≈l/(0,9d).

Tipo di mensola (Valutazione coefficiente c)

sblazi di piastre (no staffatura)

c(m) = 1,00

Caratteristiche Materiali

f _{cd} =	18,1	MPa	Calcestruzzo
f _{yd} =	391,0	MPa	Acciaio

Caratteristiche Armature di Progetto

Registro tipo	R1				
n° R1=	1	φ1(mm) =	24,0	p1(cm) =	10,0
Aφ i (mm ²) =	452,39	nb tot 1=	39,2	Aφ TOT (mm ²) =	17733,65
Registro tipo	R2				
n° R2=	1	φ2(mm) =	24,0	p2(cm) =	10,0
Aφ i (mm ²) =	452,39	nb tot 2=	39,2	Aφ TOT (mm ²) =	17733,65
Registro tipo	R3				
n° R3=	0	φ3(mm) =	26,0	p3(cm) =	10,0
Aφ i (mm ²) =	530,93	nb tot 3=	0,0	Aφ TOT (mm ²) =	0,00

Verifiche di resistenza

Ψ= rad = °

P_{Rs} = KN

P_{Rc} = KN