

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA – MANTOVA

VI02_Viadotto sul Fiume Oglio

Spalla SPA: Relazione di calcolo

SCALA:

-

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

N M 2 5 0 3 D 0 9 C L V I 0 2 0 4 0 0 1 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Aut. Origine
A	Emissione esecutiva	G. Grimaldi 	Apr. 2020	T. Alberini 	Apr. 2020	M. Berlingieri 	Apr. 2020	Viadotto sul Fiume Oglio Data: 12/04/2020 Dati: Ing. Angelo Vitozzi Originale depositato nella Provincia di Roma N° A20783 ITALFERR S.p.A.

File: NM2503D09CLVI0204001A

n. Elab.:

INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
2.1	Normative.....	5
2.2	Elaborati di riferimento.....	6
3	MATERIALI.....	7
3.1	Calcestruzzo per elevazione spalla.....	7
3.2	Calcestruzzo per platea di fondazione	7
3.3	Calcestruzzo per pali di fondazione.....	8
3.4	Acciaio per barre di armatura	9
4	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ED ASPETTI IDRAULICI.....	10
4.1	Caratterizzazione geotecnica.....	10
4.2	Aspetti idraulici.....	10
5	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	11
6	ANALISI E VERIFICHE SPALLA A (MOBILE).....	12
6.1	Generalità	12
6.2	Modelli a mensola per la verifica delle spalle	12
6.3	Condizioni elementari e combinazioni di carico	13
6.4	Sistemi di riferimento ed unità di misura	18
6.5	Geometria della spalla	19
6.6	Caratteristiche del terreno a monte della spalla.....	20
6.7	Analisi dei carichi.....	21
6.7.1	<i>Peso proprio elementi strutturali.....</i>	21
6.7.2	<i>Carichi trasmessi dall'impalcato</i>	21
6.7.3	<i>Azione del Vento</i>	22
6.7.4	<i>Carichi da traffico verticali</i>	24
6.7.4.1	Modello di carico LM71.....	24
6.7.4.2	Modello di carico SW/2.....	25
6.7.4.3	Effetti dinamici.....	27
6.7.5	<i>Carichi da traffico orizzontali.....</i>	27
6.7.5.1	Serpeggio.....	27
6.7.5.2	Frenatura ed avviamento (Q3).....	28
6.7.5.3	Forza centrifuga (Q4).....	29

6.8	Spinta statica del terrapieno.....	30
6.9	Sovraccarico sul terrapieno.....	31
6.10	Spinta del sovraccarico permanente condizioni statiche	33
6.11	Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche.....	34
6.12	Azione sismica	35
6.12.1	<i>Inquadramento sismico.....</i>	<i>35</i>
6.12.2	<i>Azioni sismiche sulla spalla</i>	<i>36</i>
6.12.3	<i>Spinta sismica del terrapieno</i>	<i>39</i>
6.12.4	<i>Valori di progetto</i>	<i>42</i>
6.12.5	<i>Incremento di spinta indotto dai sovraccarichi accidentale e permanente.....</i>	<i>46</i>
6.12.6	<i>Forze inerziali dovute al sisma.....</i>	<i>47</i>
6.13	Calcolo delle sollecitazioni in testa pali.....	48
6.14	Riepilogo risultati.....	50
6.15	Sollecitazioni.....	52
6.15.1	<i>Muro paraghiaia.....</i>	<i>52</i>
6.15.2	<i>Muro frontale.....</i>	<i>53</i>
6.15.3	<i>Muro andatore sinistro.....</i>	<i>54</i>
6.15.4	<i>Plinto di fondazione</i>	<i>55</i>
6.15.5	<i>Pali di fondazione.....</i>	<i>56</i>
6.16	Verifiche degli elementi strutturali	57
6.16.1	<i>Paraghiaia.....</i>	<i>58</i>
6.16.1.1	<i>Verifica a pressoflessione del muro paraghiaia.....</i>	<i>58</i>
6.16.1.2	<i>Verifica a taglio del muro paraghiaia.....</i>	<i>63</i>
6.16.2	<i>Muro frontale.....</i>	<i>64</i>
6.16.2.1	<i>Verifica a pressoflessione del muro frontale.....</i>	<i>64</i>
6.16.2.2	<i>Verifica a taglio del muro frontale.....</i>	<i>69</i>
6.16.3	<i>Muro andatore sinistro.....</i>	<i>70</i>
6.16.3.1	<i>Verifica a pressoflessione del muro andatore sinistro.....</i>	<i>70</i>
6.16.3.2	<i>Verifica a taglio del muro andatore sinistro</i>	<i>75</i>
6.16.4	<i>Palo di fondazione L= 32 m.....</i>	<i>76</i>
6.16.4.1	<i>Verifiche geotecniche del palo di fondazione.....</i>	<i>76</i>
6.16.4.2	<i>Verifiche strutturali del palo di fondazione</i>	<i>84</i>
6.16.4.3	<i>Verifica a pressoflessione del palo di fondazione</i>	<i>84</i>
6.16.4.4	<i>Verifica a taglio del palo di fondazione</i>	<i>89</i>
6.16.5	<i>Plinto di fondazione</i>	<i>90</i>
6.16.5.1	<i>Verifica a flessione.....</i>	<i>92</i>
6.16.5.2	<i>Verifica a taglio.....</i>	<i>96</i>
6.17	Incidenze	97

1 PREMESSA

Nell'ambito del *Raddoppio della Linea Codogno – Cremona – Mantova* si inserisce la *Tratta Piadena – Mantova* oggetto di progettazione definitiva.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento degli elementi in elevazione ed in fondazione della spalla A (spalla mobile) del viadotto ferroviario, a doppio binario, *VI02_Viadotto sul Fiume Oglio*.

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 Normative

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

- [1] *Decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 17 Gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»;*
- [2] *Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al Decreto Ministeriale 17 Gennaio 2018;*
- [3] *RFI DTC SI PS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 2 - Ponti e Strutture (21 Dicembre 2018);*
- [4] *RFI DTC SI CS MA IFS 001 C - Manuale di Progettazione delle Opere Civili - Parte II - Sezione 3 - Corpo Stradale (21 Dicembre 2018);*
- [5] *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.*



RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA – MANTOVA

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	6 di 97

2.2 Elaborati di riferimento

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

3 MATERIALI

3.1 Calcestruzzo per elevazione spalla

Classe C32/40

$R_{ck} =$	40,00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	33,20 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	41,20 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0,85	Coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1,50 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M =$	18,81 MPa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{(2/3)} =$	3,10 MPa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} =$	3,72 MPa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	2,17 MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0,55 f_{ck} =$	18,26 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0,40 f_{ck} =$	13,28 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{(0,3)} =$	33643,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,20	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1 + \nu)) =$	14018,00 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Debolmente aggressive	
Classe di esposizione =	XC4	
$c =$	4,00 cm	Copriferro minimo
$w =$	0,20 mm	Apertura massima fessure in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.4 [3])

3.2 Calcestruzzo per platea di fondazione

Classe C28/35

$R_{ck} =$	35,00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	29,05 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	37,05 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0,85	Coeff. rid. per carichi di lunga durata

$\gamma_M =$	1,50	-	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M =$	16,46	MPa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{(2/3)} =$	2,83	MPa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} =$	3,40	MPa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	1,98	MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0,55 f_{ck} =$	15,98	MPa	Tensione limite in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0,40 f_{ck} =$	11,62	MPa	Tensione limite in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{(0,3)} =$	32588,00	MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,20		Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1 + \nu)) =$	13578,00	MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Ordinarie		
Classe di esposizione =	XC2		
$c =$	4,00	cm	Copriferro minimo
$w =$	0,20	mm	Apertura massima fessure in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.4 [3])

3.3 Calcestruzzo per pali di fondazione

Classe C25/30

$R_{ck} =$	30,00	MPa	Resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} = 0,83 R_{ck} =$	24,90	MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} = f_{ck} + 8 =$	32,90	MPa	Valore medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0,85		Coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1,50	-	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M =$	14,11	MPa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{(2/3)} =$	2,56	MPa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{cfm} = 1,2 f_{ctm} =$	3,07	MPa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	1,79	MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_c = 0,55 f_{ck} =$	13,70	MPa	Tensione limite in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$\sigma_c = 0,40 f_{ck} =$	9,96	MPa	Tensione limite in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §1.8.3.2.1 [3])
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{(0,3)} =$	31447,00	MPa	Modulo elastico di progetto

$\nu =$	0,20	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1 + \nu)) =$	13103,00 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Ordinarie	
Classe di esposizione =	XC2	
$c =$	6,00 cm	Copriferro minimo
$w =$	0,20 mm	Apertura massima fessure in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.4 [3])

3.4 Acciaio per barre di armatura

B450C

$f_{yk} \geq$	450,00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540,00 MPa	Tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_k \geq$	1,15	
$(f_t/f_y)_k <$	1,35	
$\gamma_s =$	1,15 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391,30 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	210000,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0,20 %	Deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	7,50 %	Deformazione caratteristica ultima
$\sigma_s = 0,75 f_{yk} =$	337,50 MPa	Tensione in esercizio in comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])

4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA ED ASPETTI IDRAULICI

4.1 Caratterizzazione geotecnica

Per la caratterizzazione geotecnica della Tratta si fa riferimento agli elaborati specialistici di riferimento.

4.2 Aspetti idraulici

Per gli aspetti idrologici e idraulici si fa riferimento agli elaborati specialistici di riferimento.

5 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il VI02_Viadotto sul fiume Oglio, a doppio binario, si sviluppa dal km 67+161,360 al km 67+407,840 della *Tratta Piadena-Mantova* per complessivi 246,48m in corrispondenza del *Fiume Oglio*. E' costituito da n°4 campate isostatiche di portata teorica $L_c=60,48m$ con impalcato metallico a struttura reticolare

La spalla A, oggetto di dimensionamento ed afferente all'allineamento con appoggi mobili (cfr. § 1), presenta un muro frontale di altezza spiccato - p.f. pari a 11,35m e di spessore pari a 2,15m, nonché muri di risvolto di spessore pari a 1,20 m. La fondazione è costituita da una platea fondata su pali $\phi 1500$.

6 ANALISI E VERIFICHE SPALLA A (MOBILE)

6.1 Generalità

Le spalle presentano una configurazione a paramento di spessore 2.15 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore variabile tra 1.20 e 0.82 m. L'altezza della spalla A (escluso paraghiaia) è pari a 7.75 m.

Entrambe le spalle hanno in testa un paraghiaia di spessore 0.50 m ed altezza di circa 2.90 m dalla testa muro frontale.

Le fondazioni sono realizzate su pali di diametro 1500 mm collegate in testa da una platea di spessore 2.00 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.

6.2 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 frontale, paraghiaia e muro andatore 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.

6.3 Condizioni elementari e combinazioni di carico

Le verifiche di sicurezza strutturali e geotecniche sono state condotte utilizzando combinazioni di carico definite in ottemperanza alle NTC18, secondo quanto riportato nei paragrafi 2.5.3, 5.1.3.14. Di seguito sono mostrati i coefficienti parziali di sicurezza utilizzati allo SLU ed i coefficienti di combinazione adoperati per i carichi variabili nella progettazione delle strutture da ponte.

2.5.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole da traffico	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
Gruppi di carico	gr1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
	gr3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F _{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da neve	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T _k	0,60	0,60	0,50

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

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

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

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

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

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

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

Le verifiche di sicurezza strutturali sono state condotte utilizzando, in ottemperanza alle NTC18, la combinazione:

A1	M1	R3
----	----	----

Nelle tabelle seguenti, si riportano i dati relativamente alle combinazioni SLU, SLV ed SLE.

			2	A1+M1+R1 sovr centr				A1+M1+R1 sovr non centr				
			Elemento	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.	
Peso proprio			muro frontale	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			paraghaia frontale	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			muro sinistro	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			bandiera muro sx	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			paraghaia sinistro	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			muro destro	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			bandiera muro dx	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			paraghaia destro	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			platea	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			terr riemp su platea	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			spinta terre su MF	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			spinta terre su MS	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
			spinta terre su MD	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	1.35
Spinte statiche M1 (k0)	M1	k0	spinta terre su MF	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00	
	M1	k0	spinta terre su MS	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00	
	M1	k0	spinta terre su MD	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00	
Spinte statiche M1 (ka)	M1	ka	spinta terre su MF	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00	
	M1	ka	spinta terre su MS	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00	
	M1	ka	spinta terre su MD	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00	
Δ Spinte sismiche Mononobe-Okabe M1 (k0)	M2	ka	sovraspinta sismica su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	
	M2	ka	sovraspinta sismica su MS	0.00			0.00	0.00			0.00	
	M2	ka	sovraspinta sismica su MD	0.00			0.00	0.00			0.00	
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	M1		spinta orizz sovracc su MF	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	
	M1		spinta orizz sovracc su MS	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	
	M1		spinta orizz sovracc su MD	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	
	M1		peso sovraccarico su platea	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	
	M1		spinta orizz sovracc su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	
Spinte sismiche sovraccarico ballast	M1		spinta orizz sovracc su MS	0.00			0.00	0.00			0.00	
	M1		spinta orizz sovracc su MD	0.00			0.00	0.00			0.00	
	M1		spinta orizz sovracc su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	
inerzie X sovraccarico ballast	M1		spinta orizz sovracc su MS	0.00			0.00	0.00			0.00	
	M1		spinta orizz sovracc su MD	0.00			0.00	0.00			0.00	
	M1		spinta orizz sovracc su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	
Spinte statiche sovraccarico M1	M1		spinta orizz sovracc su MF	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	
	M1		spinta orizz sovracc su MS	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	
	M1		spinta orizz sovracc su MD	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	
Spinte sismiche sovraccarico accidentale	M1		peso sovraccarico su platea	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	
	M1		spinta orizz sovracc su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	
	M1		spinta orizz sovracc su MS	0.00			0.00	0.00			0.00	
inerzie X sovracc accidentale	M1		spinta orizz sovracc su MD	0.00			0.00	0.00			0.00	
	M1		spinta orizz sovracc su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	
	M1		spinta orizz sovracc su MS	0.00			0.00	0.00			0.00	
Inerzia X spalla			muro frontale	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			paraghaia frontale	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			muro sinistro	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			paraghaia sinistro	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			muro destro	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			paraghaia destro	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			platea	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
Inerzia X terre			Ter di riemp inf MF	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp sup TPF	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp inf MD	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp sup TPD	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp inf MS	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp sup TPS	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
Inerzia Y spalla			muro frontale	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			paraghaia frontale	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			muro sinistro	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			paraghaia sinistro	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			muro destro	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			paraghaia destro	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			platea	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
Inerzia Y terre			Ter di riemp inf MF	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp sup TPF	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp inf MD	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp sup TPD	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp inf MS	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			Ter di riemp sup TPS	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
Azioni da impalcato:			permanenti strutturali	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	
			permanenti non strutturali	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50	
			altre azioni permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
			distorsioni e presollecitazioni	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
			Ritiro	0.00	1.2	1	0.00	0.00	1.2	1	0.00	
			variazioni termiche	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90	
			viscosità	0.00	1.2	0.5	0.00	0.00	1.2	0.5	0.00	
			carichi mobili	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	
			frenatura	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45	
			azione centrifuga	1.00	1.45	0.5	0.73	1.00	1.45	0.5	0.73	
			serpeggio	1.00	1.45	0.5	0.73	1.00	1.45	0.5	0.73	
			vento ponte scarico	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90	
			vento ponte carico	1.00	1.5	0.6	0.90	1.00	1.5	0.6	0.90	
			sisma (direzione Y) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
			sisma (direzione X) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
			sisma (direzione Z) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
			resistenze parassite	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35	
attrito carichi mobili	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45				
azione laterale	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00				
inerzia X perm/acc impalc	0.00	1.5	1	0.00	0.00	1.5	1	0.00				
Inerzia X perm/acc impalc			inerzia X perm/acc impalc	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			inerzia X sovracc acc da impalc	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			inerzia Y perm/acc impalc	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
Inerzia Y perm/acc impalc			inerzia Y perm/acc impalc	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	
			inerzia Y sovracc acc da impalc	0.00	1	0.00	0.00	0.00	1	0.00	0.00	

Figura 6-1: coefficienti combinazioni SLU

Elemento	sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto				sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso				sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto				sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso				sisma Z verso basso + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Y				sisma Z verso alto + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Y				
	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.	
Peso proprio																									
	muro frontale	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	paraghiaia frontale	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	muro sinistro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	bandiera muro sx	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	paraghiaia sinistro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	muro destro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	bandiera muro dx	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	paraghiaia destro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
terr riemp su platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
Spinte statiche M1 (k0)	M1	k0			0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
	M1	k0			0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
	M1	k0			0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
Spinte statiche M1 (ka)	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
▲ Spinte sismiche Mononobe-Okabe	M2	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M2	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M2	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
Spinte statiche sovraccarico ballast	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
Spinte sismiche sovraccarico ballast	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
Inerzie X sovraccarico ballast	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
	M1	ka			1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
Spinte statiche sovraccarico M1	M1	ka			1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	
	M1	ka			1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	
	M1	ka			1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	
Spinte sismiche sovraccarico accidentale	M1	ka			1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	
	M1	ka			1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	
	M1	ka			1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	
Inerzie X sovracc accidentale	M1	ka			1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	
	M1	ka			1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	
	M1	ka			1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	1.00	1	0.2	0.20	
Inerzia X spalla					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
Inerzia X terre					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
					1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
Inerzia Y spalla					1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	1.00	1	1	1.00	1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	
					1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	1.00	1	1	1.00	1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	
					1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	1.00	1	1	1.00	1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	
					1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	1.00	1	1	1.00	1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	
					1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	1.00	1	1	1.00	1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	
					1.00	0.3	1	0.30	1.00	0.3	1	0.30	1.00	1	1	1.00	1.00	0.3	1	0.30	1.00	0			

Elemento	SLE rara sovr centr				SLE rara sovr non centr				SLE qp						
	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.	Att.	γ	ψ	Coeff.			
Peso proprio	M1	k0	muro frontale	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	k0	paraghiaia frontale	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	k0	muro sinistro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	bandiera muro sx	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	paraghiaia sinistro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	muro destro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	bandiera muro dx	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	paraghiaia destro	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	terr riemp su platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
Spinte statiche M1 (k0)	M1	k0	spinta terre su MF	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	k0	spinta terre su MS	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
Spinte statiche M1 (ka)	M1	ka	spinta terre su MD	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	spinta terre su MF	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
Δ Spinte sismiche Mononobe-Okabe M2 (ka)	M2	ka	spinta terre su MS	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M2	ka	spinta terre su MD	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M2	ka	sovraspinta sismica su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	M1	ka	sovraspinta sismica su MS	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	sovraspinta sismica su MD	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MF	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MS	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
Spinte sismiche sovraccarico ballast	M1	ka	spinta oriz sovrac su MD	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	peso sovraccarico su platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerzie X sovraccarico ballast	M1	ka	spinta oriz sovrac su MS	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MD	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Spinte statiche sovraccarico M1	M1	ka	spinta oriz sovrac su MS	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MD	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	peso sovraccarico su platea	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Spinte sismiche sovraccarico accidentale	M1	ka	spinta oriz sovrac su MS	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MD	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerzie X sovracc accidentale	M1	ka	spinta oriz sovrac su MS	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MD	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	spinta oriz sovrac su MF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerzia X spalla	M1	ka	muro frontale	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	paraghiaia frontale	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	muro sinistro	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	paraghiaia sinistro	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	muro destro	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	paraghiaia destro	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	platea	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerzia X terre	M1	ka	Ter di riemp inf MF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp sup TPF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp inf MD	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp sup TPD	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp inf MS	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp sup TPS	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp inf MF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerzia Y spalla	M1	ka	Ter di riemp sup TPF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp inf MD	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp sup TPD	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp inf MS	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp sup TPS	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	muro frontale	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	paraghiaia frontale	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerzia Y terre	M1	ka	muro sinistro	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	paraghiaia sinistro	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	muro destro	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	paraghiaia destro	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	platea	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp inf MF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Ter di riemp sup TPF	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Azioni da impalcato:	M1	ka	permanenti strutturali	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	permanenti non strutturali	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
	M1	ka	altre azioni permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M1	ka	distorsioni e presollecitazioni	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M1	ka	Ritiro	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M1	ka	variazioni termiche	1.00	1	0.6	0.60	1.00	1	0.6	0.60	1.00	1	0.6	0.60
	M1	ka	viscosità	0.00	1	0.5	0.00	0.00	1	0.5	0.00	0.00	1	0.5	0.00
	M1	ka	carichi mobili	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	0	1	0.00
	M1	ka	frenatura	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	0	1	0.00
	M1	ka	azione centrifuga	1.00	1	0.5	0.50	1.00	1	0.5	0.50	0.00	0	0.5	0.00
	M1	ka	serpeggio	1.00	1	0.5	0.50	1.00	1	0.5	0.50	0.00	0	0.5	0.00
	M1	ka	vento ponte scarico	1.00	1	0.6	0.60	1.00	1	0.6	0.60	0.00	1	0.6	0.00
	M1	ka	vento ponte carico	1.00	1	0.6	0.60	1.00	1	0.6	0.60	0.00	1	0.6	0.00
	M1	ka	sisma (direzione y) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M1	ka	sisma (direzione x) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M1	ka	sisma (direzione z) carichi permanenti	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00
	M1	ka	resistenze parassite	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00
M1	ka	attrito carichi mobili	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	1.00	1	1	1.00	
M1	ka	azione laterale	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
M1	ka	altre azioni variabili (acc. servizio)	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	0.00	1	1	0.00	
Inerz X perm/acc impalc	M1	ka	Inerzia X perman impalc	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Inerzia X sovracc acc da impalc	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
	M1	ka	Inerzia Y perman impalc	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.00
Inerz Y perm/acc impalc	M1	ka	Inerzia Y sovracc acc da impalc	0.00			0.00	0.00			0.00	0.00			0.

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

asse 1 o *asse X* : coincidente con l'asse longitudinale del ponte;

asse 2 o *asse Y* : coincidente con l'asse trasversale del ponte;

asse 3 o *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).

6.4 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

6.5 Geometria della spalla

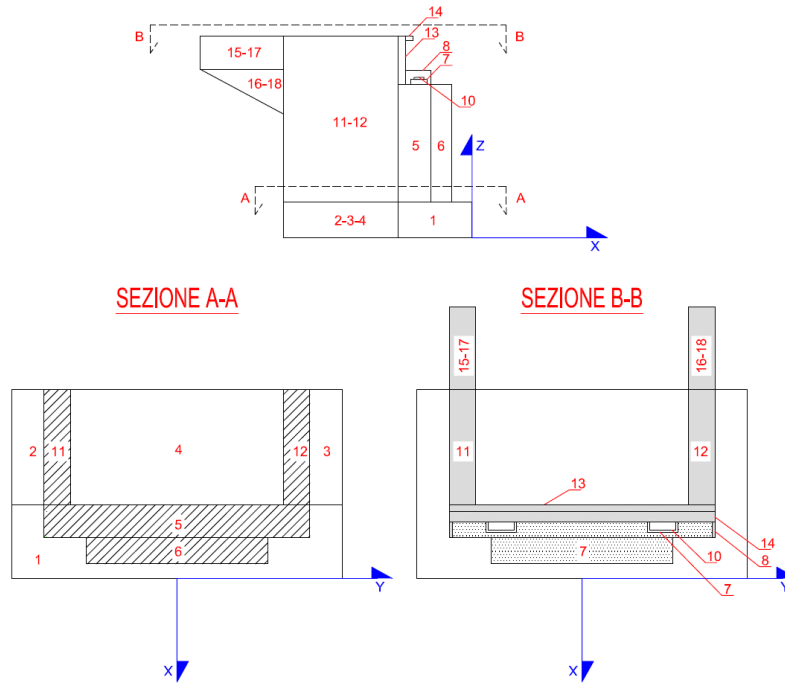


Figura 6-4: Schema qualitativo della geometria della spalla

PESO PROPRIO SPALLA - GEOMETRIA								
ELEMENTO	Descrizione	quantità	LX [m]	LY [m]	LZ [m]	Volume	γ [kNm ³]	Peso [kN]
1	PORZIONE TRASVERSALE DELLA FONDAZIONE		4.70	20.50	2.00	192.70	25.00	-4817.50
2	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y<0)		6.80	3.40	2.00	46.24	25.00	-1156.00
3	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE (y>0)		6.80	3.40	2.00	46.24	25.00	-1156.00
4	COMPLETAMENTO DELLA FONDAZIONE		6.80	13.70	2.00	186.32	25.00	-4658.00
	PESO TOTALE FONDAZIONE							-11787.50
5	MURO FRONTALE		2.15	13.70	7.75	228.28	25.00	-5706.91
6	RINGROSSO MURO FRONTALE (per appoggi)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
7	BAGGIOLI	2	1.70	1.60	0.55	2.99	25.00	-74.80
8	RITEGNI SISMICI TRASVERSALI		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
9	RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI	1	0.35	13.70	1.50	7.19	25.00	-179.81
10	APPARECCHI DI APPOGGIO	2			0.25			
11	MURO ANDATORE (Y < 0)		6.80	1.20	7.75	63.24	25.00	-1581.00
12	MURO ANDATORE (Y > 0)		6.80	1.20	7.75	63.24	25.00	-1581.00
13	MURO PARAGHIAIA		0.50	13.70	2.90	19.87	25.00	-496.63
11A	MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y < 0)		6.80	0.82	2.90	16.17	25.00	-404.26
12B	MURO PARAGHIAIA ANDATORE (Y > 0)		6.80	0.82	2.90	16.17	25.00	-404.26
14	MARTELLO		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
15	BANDIERA parte rettangolare (Y>0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
16	BANDIERA parte triangolare (Y>0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
17	BANDIERA parte rettangolare (Y<0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
18	BANDIERA parte triangolare (Y<0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
19	MARCIAPIEDE (y > 0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
20	MARCIAPIEDE (y < 0)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
21	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y > 0)							0.00
22	GUARD-RAIL + BARRIERA SICUREZZA + VELETTA (y < 0)							0.00
	TOTALE =							-22216.16

Figura 6-5: dati di input

6.6 Caratteristiche del terreno a monte della spalla

Sono state considerate caratteristiche geotecniche uguali per il terreno a tergo della fondazione, e quello contenuto entro i muri andatori. Tali valori sono riportati di seguito in tabella.

TERRENO DI MONTE		
ϕ'	angolo di attrito del terreno di monte	38 °
$\tan(\phi')$	tang. Dell'angolo di resistenza a taglio del terreno di monte	0.781
$\gamma\phi'$ M1	coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M1	1
$\gamma\phi'$ M2	coeffic. Parziale di $\tan\phi'$ per la cond. M2	1.25
ϕ' M1	angolo di attrito per la cond. M1	38.00 °
ϕ' M2	angolo di attrito per la cond. M2	32.01 °
γ	peso per unità di volume del terreno	20 kN/m ³
δ esercizio M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M1	0.00 °
δ sismica M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. sismiche M1	0.00 °
δ esercizio M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M2	0.00 °
δ sismica M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. sismiche M2	0.00 °
H terreno	altezza terreno da estradosso fondazione	10.65 m
W_{terr}	peso totale terreno di monte	16666.66 kN
β	inclinazione rispetto alla verticale del paramento	0 °
i	inclinazione rispetto all'orizz della superf del terrapieno	0 °
K_0 M1	coefficiente di spinta in quiete cond M1 $k_0=(1-\sin\phi)$	0.384
K_0 M2	coefficiente di spinta in quiete cond M2 $k_0=(1-\sin\phi)$	0.470
K_a M1	coeff di spinta attiva Muller-Breslau cond M1	0.238
K_a M2	coeff di spinta attiva Muller-Breslau cond M2	0.307
H tot	altezza totale di spinta (H terr + H fond)	12.65 m
c'_t	coesione del terreno a monte	0 kPa

Figura 6-6: caratteristiche del terreno a monte della spalla

TERRENO A TERGO	
ϕ'	38 °
$\tan(\phi')$	0.781
$\gamma\phi'$ M1	1
$\gamma\phi'$ M2	1.25
ϕ' M1	38.00 °
ϕ' M2	32.01 °
γ	20 kN/m ³
δ eserc M1	0.00 °
δ sism M1	0.00 °
δ eserc M2	0.00 °
δ sism M2	0.00 °
H terreno	10.65 m
W_{terr}	16666.66 kN
β	0 °
i	0 °
K_0 M1	0.384
K_0 M2	0.470
K_a M1	0.238
K_a M2	0.307
H tot	10.65 m
c'_t	0 kPa

Figura 6-7: caratteristiche del terreno a tergo della spalla

6.7 Analisi dei carichi

6.7.1 Peso proprio elementi strutturali

Peso proprio strutture

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

N. binari		2	[-]
Lunghezza	L	62	[m]
Luce di calcolo	Lc	60.48	[m]
Peso proprio	G1	143.00	[kN/m]
Permanenti portati	G2	164	[kN/m]
Ballast	G2b	57.6	[kN/m]
num. Appoggi spalla	n	2	[-]
Reazione appoggio G1	Ri	2216.50	[kN]
Reazione appoggio G2	Ri	2542.00	[kN]

6.7.2 Carichi trasmessi dall'impalcato

Si riportano di seguito gli scarichi agli appoggi dedotti dall'analisi dell'impalcato.

CARICHI DERIVANTI DALL'ANALISI DELL'IMPALCATO		Fx	Fy	Fz	x	y	z	Mx	My	Mz
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[kNm]	[kNm]	[kNm]
g1	permanenti strutturali	0	0	4433	2.45	0.00	10.55	-	-	-
g2	permanenti non strutturali	0	0	5084	2.45	0.00	10.55	-	-	-
g3	altre azioni permanenti	0	0	0	2.45	0.00	10.55	-	-	-
e1	distorsioni e presollecitazioni	0	0	0	2.45	0.00	10.55	-	-	-
e2	Ritiro	0	0	0	2.45	0.00	10.55	-	-	-
e3	variazioni termiche	0	0	0	2.45	0.00	10.55	-	-	-
e4	viscosità	0	0	0	2.45	0.00	10.55	-	-	-
q1+q2 - carichi mobili	Treno per max lo sforzo normale	0	0	6819.8	2.45	0.00	10.55	1143.42	565.90	0.00
q3	frenatura/avviamento	0	0	0	2.45	0.00	10.55	0.00	0.00	0.00
q4	azione centrifuga	0	346	0	2.45	0.00	10.55	1771.75	0.00	0.00
	serpeggio	0	110	0	2.45	0.00	10.55	406.23	0.00	0.00
q5s	vento ponte scarico	0	433.32	0	2.45	0.00	10.55	2943.53	0.00	0.00
q5	vento ponte carico	0	442.85	0	2.45	0.00	10.55	3061.44	0.00	0.00
q6	sisma (direzione y) carichi permanenti + 0.2*traffico	0	1535	0	2.45	0.00	10.55	3517.75	0.00	0.00
q6	sisma (direzione x) carichi permanenti + 0.2*traffico	0	0	0	2.45	0.00	10.55	0.00	0.00	0.00
q6	sisma (direzione Z) carichi permanenti + 0.2*traffico	0	0	768	2.45	0.00	10.55	0.00	0.00	0.00
q7	resistenze parassite	350	0	0	2.45	0.00	10.55	0.00	0.00	0.00
q7m	attrito carichi mobili	273	0	0	2.45	0.00	10.55	0.00	0.00	0.00
q8	azione laterale	0	0	0	2.45	0.00	10.55	0.00	0.00	0.00
q9	altre azioni variabili (acc. servizio)	0	0	0	2.45	0.00	10.55	0.00	0.00	0.00

Figura 6-8: riepilogo dei carichi derivanti dall'analisi dell'impalcato

6.7.3 Azione del Vento

Ricadendo nella classificazione ordinaria di ponti l'azione del vento è valutata come agente su una superficie continua, convenzionalmente alta 4m dal paino del ferro. Nel caso di ponte scarico si considera la superficie relativa alle barriere antirumore.

(NTC 18 §3.3 e EC 1-1-4:2005)

Condizione ponte		carico	scarico	
Altitudine sul livello del mare	as	31	31	[m slm]
Zona	Z	1	1	[-]
Velocità di base di riferimento	Vb,0	25	25	[m/s]
Parametro di quota	a0	1000	1000	[m]
Parametro adimensionale	ks	0.4	0.4	[1/s]
Coefficiente di altitudine	ca	1	1	[-]
Tempo di ritorno	Tr	75	75	[anni]
Velocità di riferimento	Vb	25	25	[m/s]
Parametri	cR	1.02	1.02	[-]
Velocità di riferimento	Vb(TR)	25.59	25.59	[m/s]
Densità dell'aria	ρ	1.25	1.25	[kg/m ³]
Pressione cinetica di riferimento	qb	0.41	0.41	[kN/m ²]
Classe di rugosità del terreno		D	D	[-]
Distanza dalla costa		>10	>10	[km]
Altitudine sul livello del mare		<750	<750	[m]

Figura 6-9: parametri azione del vento

Vento su impalcato				
Parametri	kr	0.19	0.19	[-]
Parametri	z0	0.05	0.05	[-]
Parametri	zmin	4	4	[-]
Altezza piano appoggi	zapp	8.55	8.55	[m]
Altezza di riferimento per l'impalcato	z	12.01	11.95	[m]
Coefficiente di topografia	ct	1	1	[-]
Coefficiente di esposizione	ce (z)	2.47	2.47	[-]
Larghezza impalcato	b	13.7	13.7	[m]
Altezza impalcato	hi	1.91	1.91	[m]
Altezza armamento	ha	0.88	0.88	[m]
Altezza barriere	hb	5	5	[m]
Altezza treno	ht	4	4	[m]
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	dtot	6.91	6.79	[m]
Rapporto di forma	b/dtot	1.98	2.02	[-]
Coefficiente di forza (fig. 8.3 EC)	cfx	2.05	2.04	[-]

Pressione cinetica di riferimento	qb	0.41	0.41	[kN/m ²]
Coefficiente di esposizione	ce	2.47	2.47	[-]
Coefficiente di forza	cfx	2.045	2.039	[-]
Altezza di riferimento (EC 8.3.1 (4),(5))	d	6.91	6.79	[m]
Forza statica equivalente a m/l	f	14.29	13.98	[kN/m]
Pressione statica equivalente	p	2.07	2.06	[kN/m ²]
Pressione statica equivalente (minima considerata)	pmin	1.5	1.5	[kN/m ²]

Vento impalcato a ponte carico				
Forza statica equivalente	f	14.29	14.29	[kN/m]
Luce impalcato	L	62.00	62.00	[m]
Forza trasversale al piano appoggi	FT	442.85	442.85	[kN]
Momento trasversale al piano appoggi	Mx	3061.44	3061.44	[kNm]

Vento impalcato a ponte scarico				
Forza statica equivalente	f	13.98	13.98	[kN/m]
Luce impalcato	L	62.00	62.00	[m]
Forza trasversale al piano appoggi	FT	433.32	433.32	[kN]
Momento trasversale al piano appoggi	Mx	2943.53	2943.53	[kNm]

Figura 6-10: azione del vento

6.7.4 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.

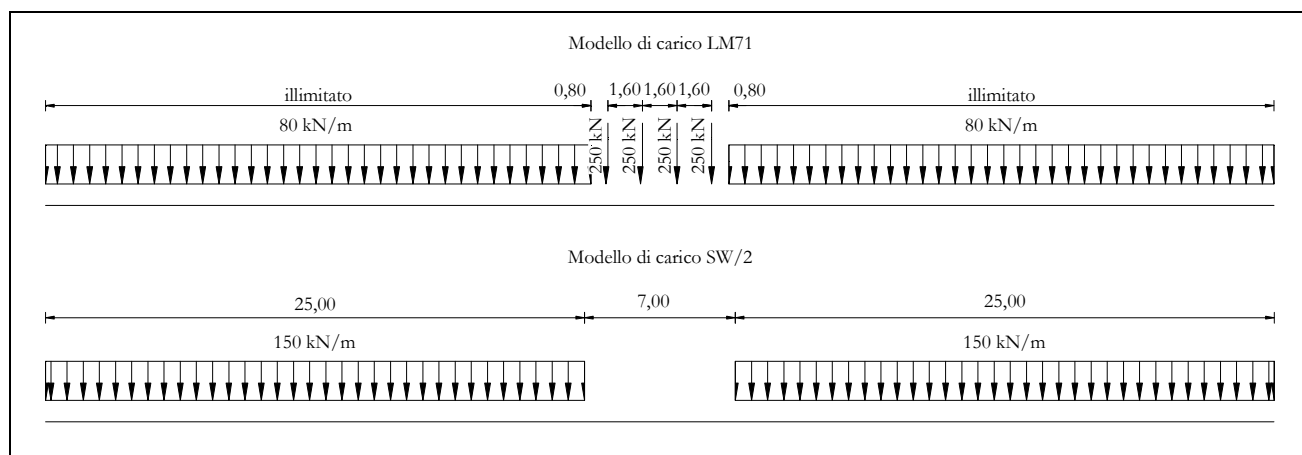
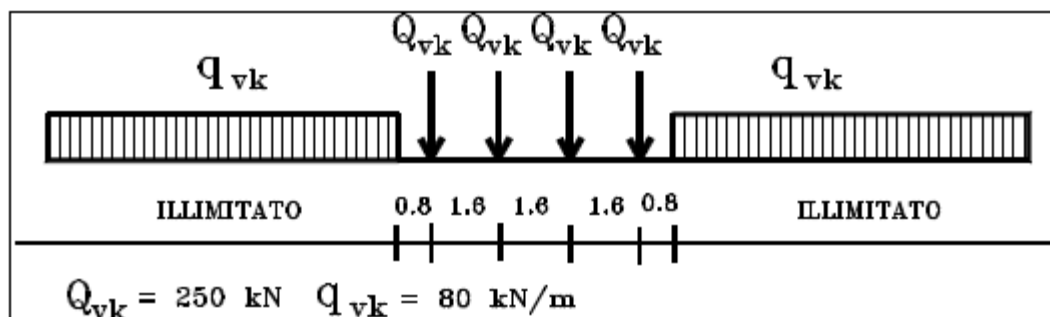


Figura 6-11 - Modelli di carico teorici

Si riportano di seguito le caratteristiche dei modelli di traffico presi in esame.

6.7.4.1 Modello di carico LM71

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.1), definiscono questo modello di carico tramite carichi concentrati e carichi distribuiti, riferiti all'asse dei binari.



Treno di carico LM 71

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

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

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

Si analizza la disposizione longitudinale del carico mobile che massimizza l'azione verticale sulla spalla:

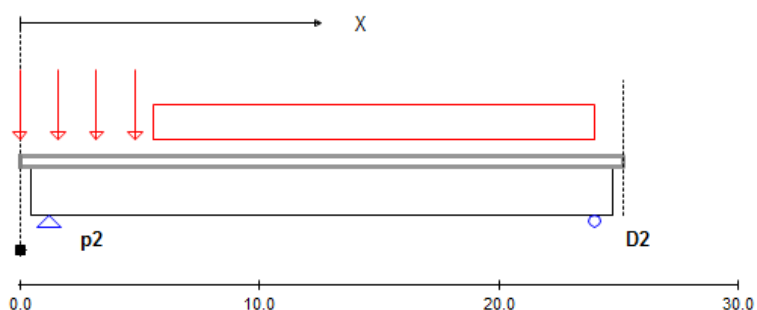
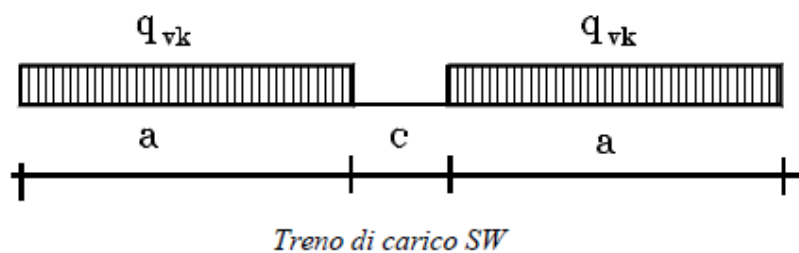


Figura 6-12 - Treno di carico LM 71: massimizzazione carico verticale sulla spalla

6.7.4.2 Modello di carico SW/2

Sia le istruzioni RFI che le NTC 2018 (par. 5.2.2.2.1.2), definiscono questo modello di carico tramite solo carichi distribuiti.



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.

Si analizza la disposizione longitudinale del carico mobile che massimizza l'azione verticale sulla spalla:

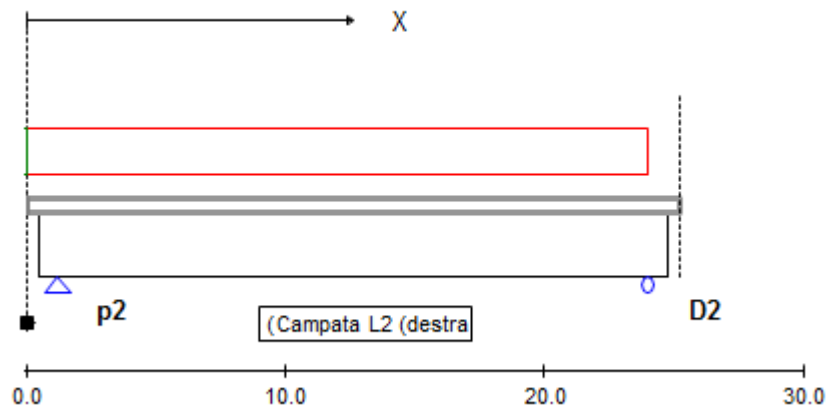


Figura 6-13 - Treno di carico SW2: massimizzazione carico verticale sulla spalla

	N	Mlong	Mtrasv
	kN	kN/m	kN/m
COMBO N	6820	566	1143
COMBO ML	6226	623	2271
COMBO MT	5724	889	12020

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico devono essere moltiplicati per il coefficiente α che deve assumersi come da tabella seguente (tab. 2.5.1.4.1.1 - RFI DTC SI PS MA IFS 001):

Modello di carico	Coefficiente α
LM71	1,10
SW/0	1,10
SW/2	1,00

6.7.4.3 Effetti dinamici

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico devono essere moltiplicati per coefficienti che tengono conto dell'amplificazione dinamica. I coefficienti di amplificazione dinamica Φ si assumono pari a Φ_2 o Φ_3 in dipendenza dal livello di manutenzione della linea. In particolare si assumerà:

- ✓ per linee con elevato standard manutentivo:
 $\Phi_2 = 1,44/(\sqrt{L_\Phi} - 0,2) + 0,82$ con limitazione $1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$
- ✓ per linee con normale standard manutentivo:
 $\Phi_3 = 2,16/(\sqrt{L_\Phi} - 0,2) + 0,73$ con limitazione $1,00 \leq \Phi_2 \leq 2,00$

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

6.7.5 Carichi da traffico orizzontali

6.7.5.1 Serpeggio

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario.

Il valore caratteristico di tale forza è assunto pari a 100 kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica e si applicherà sia in rettilineo che in curva.

SERPEGGIO	FT [kN]	100
	α	FT* α [kN]
TRENO LM 71	1.1	110
TRENO SW/0	1.1	110
TRENO SW/2	1	100

6.7.5.2 Frenatura ed avviamento (Q3)

Le azioni di frenatura e avviamento sono costituite da forze uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

I valori da considerare sono i seguenti:

- ✓ avviamento: $Q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \cdot L \leq 1000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71, SW/2
- ✓ frenatura: $Q_{lb,k} = 20 \text{ kN/m} \cdot L \leq 6000 \text{ kN}$ per i modelli di carico LM71
 $Q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m}$ per i modelli di carico SW/2

I valori caratteristici dell'azione di frenatura e di avviamento devono essere moltiplicati per α e non devono essere moltiplicati per Φ .

Nel caso di ponti a doppio binario si devono considerare due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento e l'altro in fase di frenatura.

Le forze di frenatura e di avviamento, agiscono sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

FRENATURA	L [m]	25	$Q_{lb,k}$ [kN]
	[kN/m]	L_{calc} [m]	
TRENO LM 71	20	62	1364
TRENO SW/0	20	35.3	776.6
TRENO SW/2	35	50	1750

AVVIAMENTO	L [m]	25
	[kN/m]	33

	L_{calc} [m]	$Q_{la,k}$ [kN]
TRENO LM 71	62	1000
TRENO SW/0	35.3	1000
TRENO SW/2	50	1000

6.7.5.3 Forza centrifuga (Q4)

L'azione centrifuga è schematizzata come una forza agente in direzione orizzontale perpendicolarmente al binario e verso l'esterno della curva, applicata ad 1,80 m al di sopra del p.f..

Il valore caratteristico della forza centrifuga si determina in accordo con la seguente espressione:

$$Q_{tk} = V_2 \cdot f \cdot (\alpha \cdot Q_{vk}) / (127 \cdot R)$$

dove

V velocità di progetto espressa in km/h

Q_{vk} valore caratteristico dei carichi verticali

R raggio di curvatura in m

f fattore di riduzione (rif. §2.5.1.4.3.1 [3])

CENTRIFUGA	V [km/h]	125	v [m/s]	34.72
			f	0.68

Lf [m]	60.48				
r [m]	1200				
CENTRIFUGA	α	Q_{vk} [kN]	qvk [kN/m]	Q_{tk} [kN]	qtk [kN/m]
TRENO LM 71 -a	1	253.77	81.21	25.18	8.06
TRENO SW/0	1.1				
TRENO SW/2	1		152.26		9.99

F [kN]	M trasv [kNm]
345.84	1771.75

6.8 Spinta statica del terrapieno

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

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

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

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

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

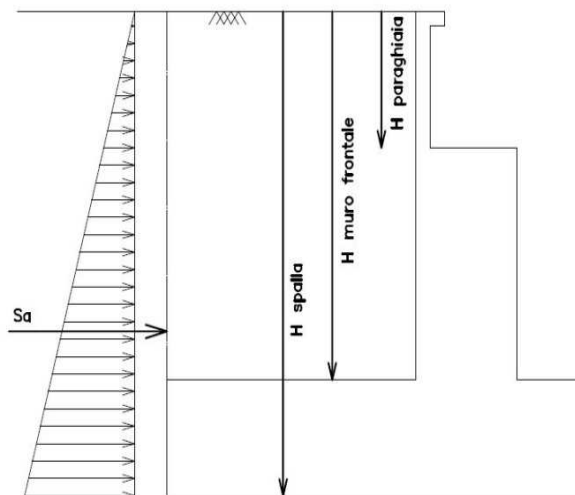


Figura 6-14: schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al terreno di rinterro

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

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

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE D'ESERCIZIO		cond con K_0	cond con K_a
MURO FRONTALE (MF)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	8425.89 kN	5215.13 kN
	componente orizzontale	8425.89 kN	5215.13 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
spinta del terreno soprafalda in condizione M2		10303.49 kN	6734.24 kN
	componente orizzontale	10303.49 kN	6734.24 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	2964.30 kN	1834.73 kN
	componente orizzontale	2964.30 kN	1834.73 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
spinta del terreno soprafalda in condizione M2		3624.86 kN	2369.16 kN
	componente orizzontale	3624.86 kN	2369.16 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	2964.30 kN	1834.73 kN
	componente orizzontale	2964.30 kN	1834.73 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
spinta del terreno soprafalda in condizione M2		3624.86 kN	2369.16 kN
	componente orizzontale	3624.86 kN	2369.16 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
PLATEA	contributo di spinta che agisce sulla platea all'esterno del MF - M1	1217.89 kN	753.80 kN
	contributo di spinta che agisce sulla platea all'esterno del MF - M2	1489.28 kN	973.38 kN

Figura 6-15: calcolo spinte del terreno in condizioni di esercizio

6.9 Sovraccarico sul terrapieno

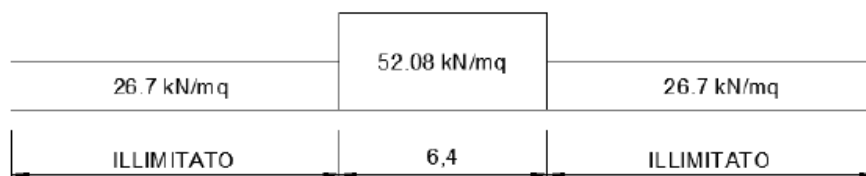
Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

$$q = 53.00 \text{ kN/m}^2$$

$$S_q = 53.00 * 0.384 = 20.35 \text{ kN/m}^2$$

Il valore del sovraccarico è determinate come di seguito descritto:

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



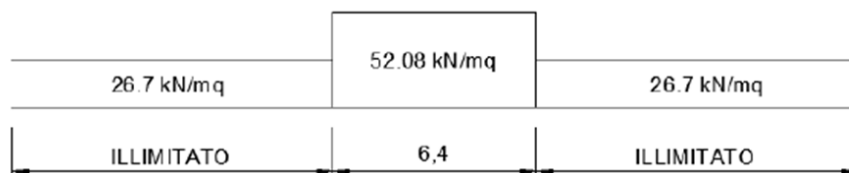
A tali carichi si deve applicare il coefficiente α relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

Tabella 11

 Fattore alfa (α) per la progettazione di strutture nuove

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

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



A favore di sicurezza si adottano i valori di α di normativa.

6.10 Spinta del sovraccarico permanente condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico permanente (ballast) pari a $Q = 15.00 \text{ kN/m}^2$ gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa.

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = k_0 \cdot q \cdot H$$

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

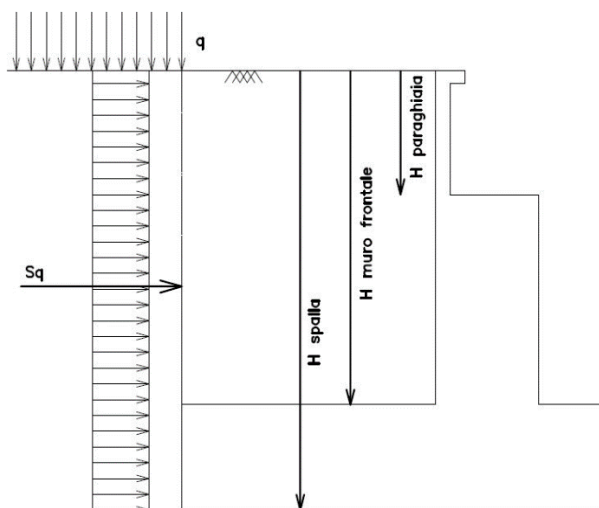


Figura 6-16: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

SPINTE SOVRACCARICHI PERMANENTI BALLAST		cond con K_0	cond con K_a
MURO FRONTALE (MF)	sovraccarico ballast	15.00 kNm _q	15.00 kNm _q
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	521.88 kN	323.02 kN
	componente orizzontale	521.88 kN	323.02 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	638.18 kN	417.11 kN
	componente orizzontale	638.18 kN	417.11 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	417.51 kN	258.41 kN
	componente orizzontale	417.51 kN	258.41 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	510.54 kN	333.68 kN
	componente orizzontale	510.54 kN	333.68 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	417.51 kN	258.41 kN
	componente orizzontale	417.51 kN	258.41 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	510.54 kN	333.68 kN
	componente orizzontale	510.54 kN	333.68 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN

Figura 6-17 - Calcolo spinta indotta dal sovraccarico accidentale sui muri della spalla

6.11 Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche

In aggiunta in condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a $Q = 53.00$ kN/m² gravante sulla spalla e sul cuneo di spinta a tergo di essa

La presenza del sovraccarico Q genera una spinta pari a:

$$S_q = k_0 \cdot q \cdot H$$

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

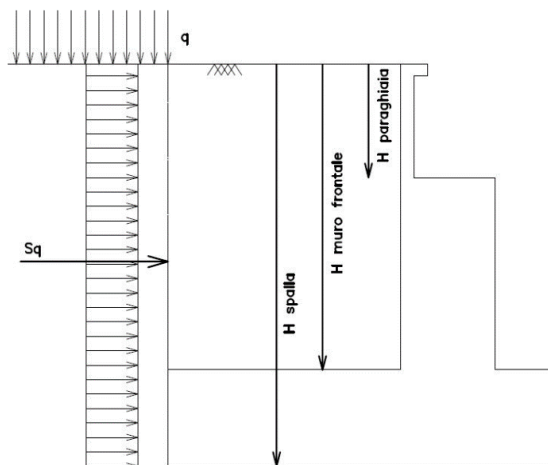


Figura 6-18: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

 ITAFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA – MANTOVA					
	<i>VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio</i> <i>Spalla SPA: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 04 001	REV. A

SPINTE SOVRACCARICHI ACCIDENTALI		cond con K ₀	cond con K _a
MURO FRONTALE (MF)	sovraccarico accidentale q	53.00 kNmq	53.00 kNmq
	spinta dovuta al sovraccarico acc M1	1301.64 kN	805.64 kN
	componente orizzontale	1301.64 kN	805.64 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M2	1591.69 kN	1040.31 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	componente orizzontale	1591.69 kN	1040.31 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M1	1475.19 kN	913.06 kN
	componente orizzontale	1475.19 kN	913.06 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	spinta dovuta al sovraccarico acc M2	1803.92 kN	1179.02 kN
	componente orizzontale	1803.92 kN	1179.02 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M1	1475.19 kN	913.06 kN
	componente orizzontale	1475.19 kN	913.06 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M2	1803.92 kN	1179.02 kN
	componente orizzontale	1803.92 kN	1179.02 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN

Figura 6-19: Calcolo spinta indotta dal sovraccarico accidentale sui muri della spalla

6.12 Azione sismica

6.12.1 Inquadramento sismico

La geolocalizzazione permette di ottenere le coordinate geografiche dell'opera e individuare puntualmente la domanda sismica secondo gli spettri normativi rappresentativi delle due componenti (orizzontale e verticale), ovvero determinare i singoli parametri indipendenti di riferimento.

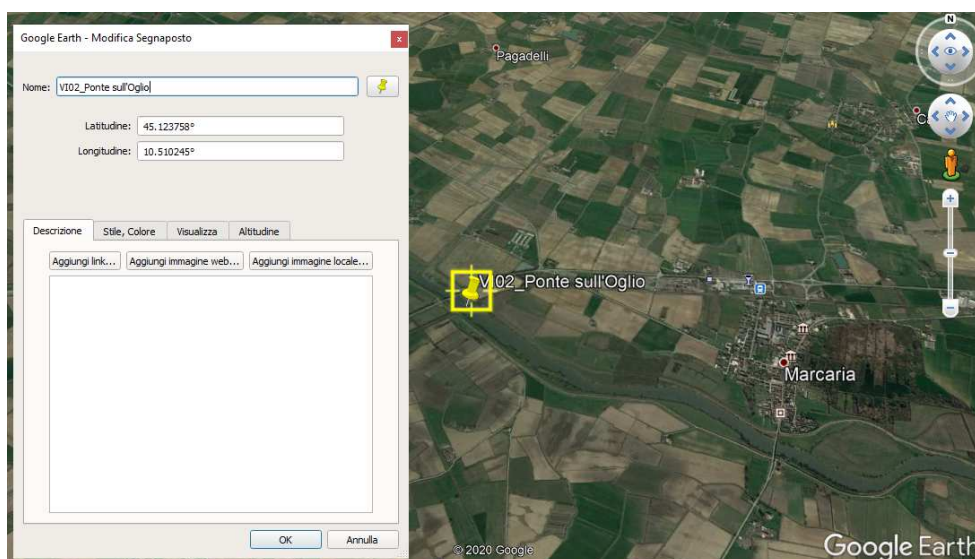


Figura 6-20 - Individuazione coordinate geografiche dell'opera

Nel seguente paragrafo è riportata la valutazione dei parametri di pericolosità sismica utili alla determinazione delle azioni sismiche di progetto dell'opera cui si riferisce il presente documento, in accordo a quanto specificato a riguardo dal D.M. 17 gennaio 2018 e relativa circolare applicativa.

Longitudine: 10.51025

Latitudine: 45.12376

Classe d'uso: II

Coefficiente d'uso CU = 1

Vita nominale VN = 75 anni

Categoria di suolo: C

Condizione topografica: T1

Fattore di struttura q = 1

Per la definizione della categoria di suolo si è fatto riferimento alla specifica relazione.

6.12.2 Azioni sismiche sulla spalla

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

$$\text{Forza sismica orizzontale} \quad F_h = k_h W$$

$$\text{Forza sismica verticale} \quad F_v = k_v W$$

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 7.11.II riportata nella stessa sezione della norma, ed in accordo con il Manuale di Progettazione RFI (Parte II – Sezione 3 – par.3.10.3.1), per le spalle di ponti e viadotti ferroviari fondate su pali, si porrà comunque $\beta_m=1$.

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE SISMICA - INERZIE		
	categoria del sottosuolo	C
F_0	fattore per l'amplif. spettrale mass su sito di rif rigido	2.604
a_g	accelerazione orizz mass attesa su sito di rif rigido	0.922 m/s ²
S_s	coeff per l'effetto dell'amplif stratigrafica	1.500
S_T	coeff per l'effetto dell'amplif topografica	1
S	fattore della categoria del suolo	1.500
β_m	coeff di riduzione dell'acc max attesa al sito	1
a_{max}	acc orizz mass attesa al sito	1.384 m/s ²
$2 \beta_m$	coeffic maggiorativo della β_m	1.00
k_h	coeff sismico orizzontale	0.141
k_v	coeff sismico verticale	0.071
ψ	ang. Di incl. Rispetto all'orizz del param. Del muro	90 °
β	ang. Di incl. Rispetto all'orizz della superf del terrapieno	0 °
θ	angolo sopra falda	8.63 °
$\phi - \theta$		23.37 °
$k_a (\beta \leq \phi - \theta)$	coeff. Di spinta attiva del terreno se $\beta \leq \phi - \theta$	0.322
$k_a (\beta > \phi - \theta)$	coeff. Di spinta attiva del terreno se $\beta > \phi - \theta$	0.777
k_{AE}	coeff. Di spinta attiva (soluzione di Mononobe-Okabe)	0.322
E_d	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Frontale MF	6567.80 kN
E_d orizz	componente orizzontale	6567.80 kN
E_d vert	componente verticale	0.00 kN
ΔSH	sovraspinta sismica orizzontale	1352.67 kN
E_d	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Sx MS	2486.00 kN
E_d orizz	componente orizzontale	2486.00 kN
E_d vert	componente verticale	0.00 kN
ΔSH	sovraspinta sismica orizzontale	475.88 kN
E_d	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Dx MD	2486.00 kN
E_d orizz	componente orizzontale	2486.00 kN
E_d vert	componente verticale	0.00 kN
ΔSH	sovraspinta sismica orizzontale	475.88 kN

Figura 6-21: Parametri di spinta del terreno in condizioni sismiche

6.12.3 Spinta sismica del terrapieno

La spinta complessiva del terreno sull'opera in condizione sismica è valutata sulla base della teoria di Mononobe-Okabe. L'utilizzo di K_a è giustificato dal fatto che la mobilitazione della spinta attiva avviene per spostamenti di entità contenuta. In particolare, il coefficiente di spinta attiva è stato definito attraverso la seguente espressione:

$$k_a = \frac{\sin^2(\psi + \varphi' - \vartheta)}{\cos \vartheta \cdot \sin^2 \psi \cdot \sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi' + \delta) \cdot \sin(\varphi' - \varepsilon - \vartheta)}{\sin(\psi - \vartheta - \delta) \cdot \sin(\psi + \varepsilon)}} \right]^2}$$

Dove:

ψ inclinazione paramento interno della spalla;

φ' angolo d'attrito efficace del terreno di riempimento a tergo della spalla;

δ angolo d'attrito terra-paramento (in prima approssimazione pari a 2/3 di φ');

ε inclinazione del terreno a tergo della spalla.

$$\vartheta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 \pm k_v}\right)$$

$$k_h = \frac{\beta_m \cdot a_{\max}}{g}$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$

è un coefficiente definito pari a 0.38 nelle verifiche allo stato limite ultimo (SLV) e pari a 0.47 nelle verifiche allo stato limite di esercizio (SLD) (rif. §7.11.6.2.1. del DM 17.01.2018).

L'incremento dovuto all'azione sismica agente sulla spalla (ΔS_{sism}), calcolato come differenza fra la spinta complessiva sismica e quella statica (S_{stat}), viene applicato come illustrato di seguito:

$$S_{stat} = k_a \cdot \left(\frac{\gamma_t h_s^2}{2} + \gamma_t h_r h_s + q h_s \right)$$

è la spinta litostatica;

$$S_{sism} = k_{as} \cdot \left((1 + k_v) \cdot \frac{\gamma_t h_s^2}{2} + \gamma_t h_r h_s + q h_s \right)$$

è la spinta sismica;

$$\Delta S_{sism} = S_{sism} - S_{stat}$$

è l'incremento di spinta sismico;

γ_t è il peso per unità di volume del terreno a tergo della spalla;

q è il sovraccarico agente superiormente (ulteriori strati di terreno, armamento e carico da treno).

- Alle azioni sopra indicate si aggiungono le azioni inerziali correlate alle masse strutturali dell'opera (muro e ciabatta di fondazione) e del terreno imbarcato; queste ultime pari ad $a_{max} \cdot w_i$, essendo a_{max} l'accelerazione di aggancio dello spettro per la categoria di suolo in oggetto e w_i il peso strutturale dell'opera o il peso del terreno imbarcato.
- Infine, ai carichi sopra indicati si aggiungeranno le azioni trasmesse dall'impalcato alla sommità dell'opera.
- Alle azioni descritte sono aggiunte quelle concernenti il carico da traffico in funzione del corrispondente coefficiente di combinazione $\psi_2=0.2$.

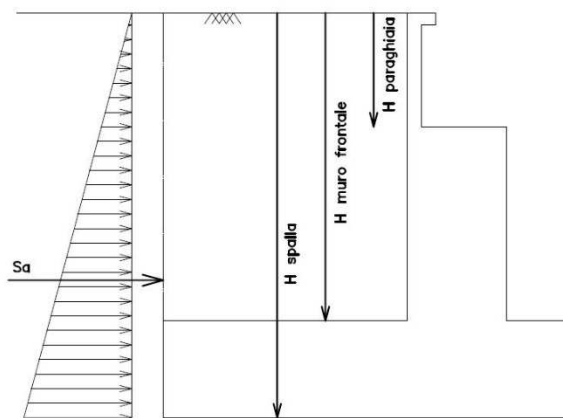


Figura 6-22 - Schema per il calcolo degli effetti della sovraspinta sismica

Calcolo sovraspinta sismica	Mononobe - Okabe
	$\Delta E, k_a, M1$
spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Frontale MF	1352.67
componente orizzontale	1352.67
componente verticale	0.00
spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Sx MS	651.27
componente orizzontale	651.27
componente verticale	0.00
spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Dx MD	651.27
componente orizzontale	651.27
componente verticale	0.00
porzione di spinta che agisce sulla platea all'esterno di MF	195.52

	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA – MANTOVA					
	<i>VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio</i> <i>Spalla SPA: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 04 001	REV. A

6.12.4 Valori di progetto

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



Figura 6-23 - Definizione dell'azione sismica, Fase 1

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

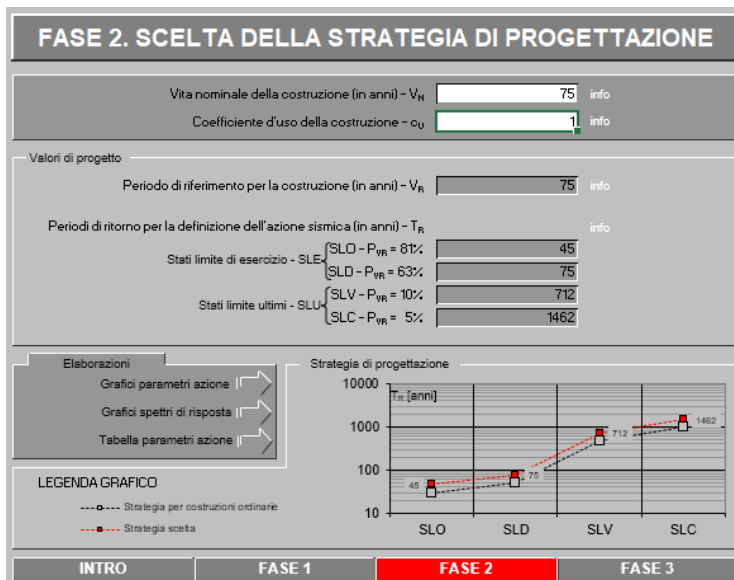


Figura 6-24 - Definizione dell'azione sismica, Fase 2

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.

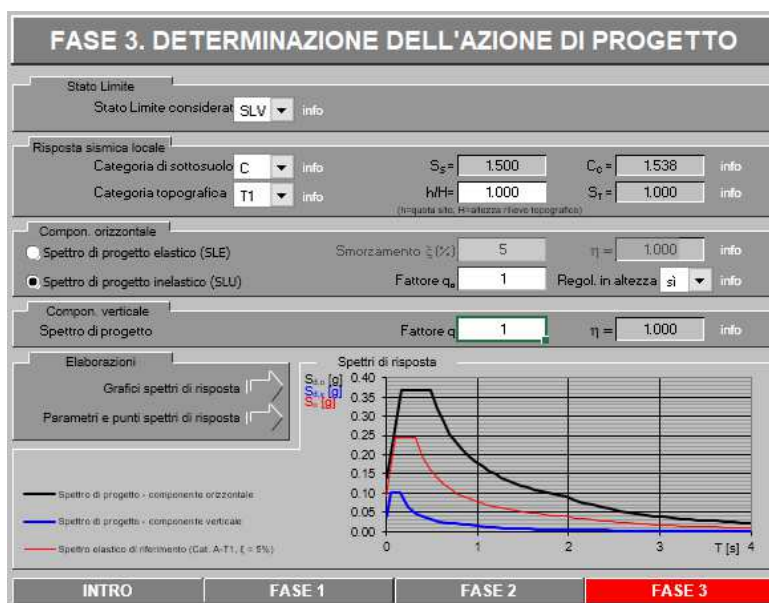
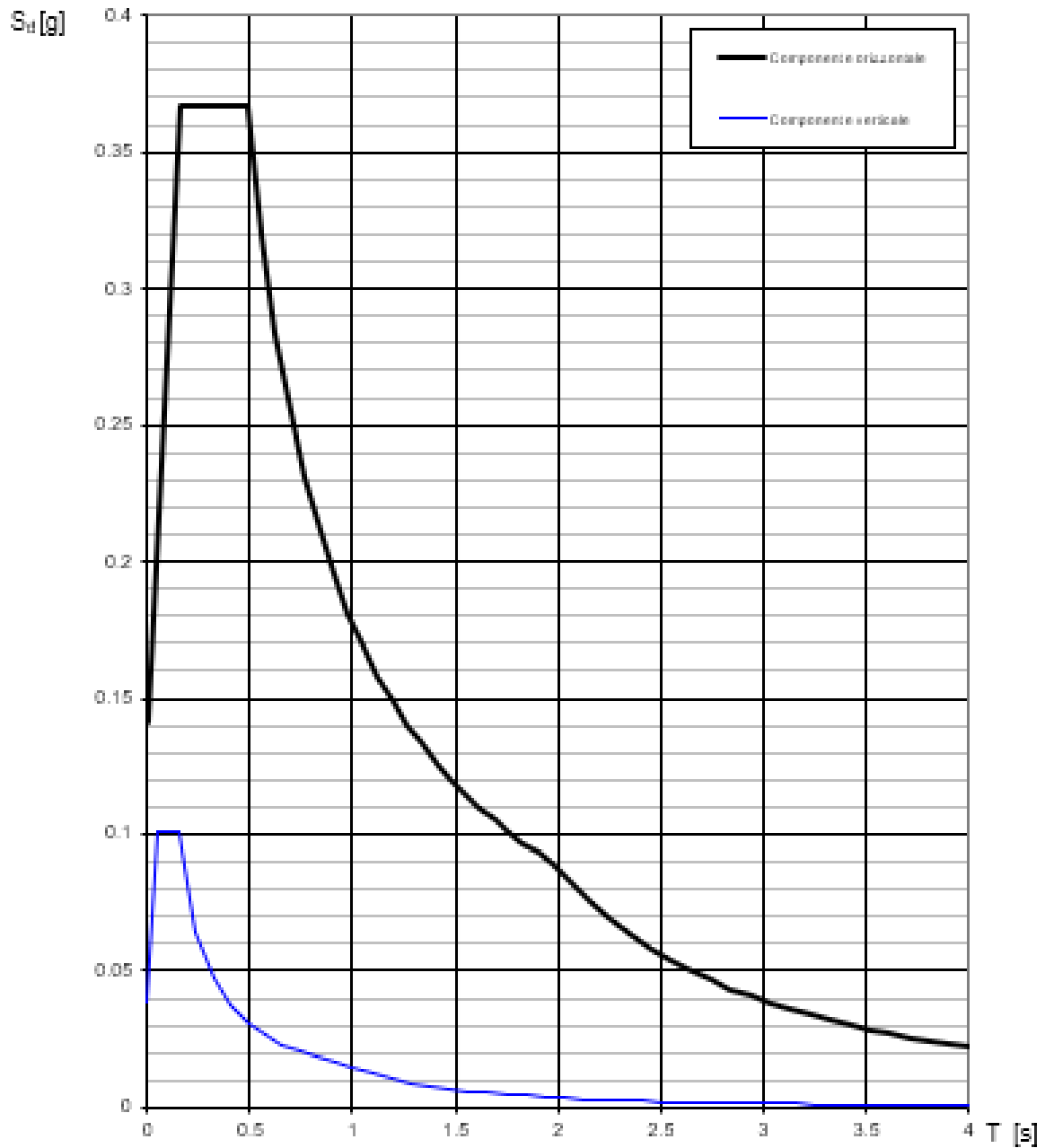


Figura 6-25 - Definizione dell'azione sismica, Fase 3

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



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite: SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.094 g
F_0	2.604
T_C	0.315 s
S_S	1.500
C_C	1.538
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.500
η	1.000
T_B	0.161 s
T_C	0.484 s
T_D	1.976 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.141
$T_B \leftarrow$	0.161	0.367
$T_C \leftarrow$	0.484	0.367
	0.555	0.320
	0.626	0.284
	0.697	0.255
	0.768	0.231
	0.839	0.212
	0.910	0.195
	0.981	0.181
	1.052	0.169
	1.123	0.158
	1.195	0.149
	1.266	0.140
	1.337	0.133
	1.408	0.126
	1.479	0.120
	1.550	0.115
	1.621	0.110
	1.692	0.105
	1.763	0.101
	1.834	0.097
	1.905	0.093
$T_D \leftarrow$	1.976	0.090
	2.072	0.082
	2.169	0.075
	2.265	0.068
	2.362	0.063
	2.458	0.058
	2.554	0.054
	2.651	0.050
	2.747	0.047
	2.843	0.043
	2.940	0.041
	3.036	0.038
	3.133	0.036
	3.229	0.034
	3.325	0.032
	3.422	0.030
	3.518	0.028
	3.614	0.027
	3.711	0.026
	3.807	0.024
	3.904	0.023
	4.000	0.022

6.12.5 Incremento di spinta indotto dai sovraccarichi accidentale e permanente

Si considera la sovraspinta sismica indotta dai sovraccarichi accidentale e permanente, che calcolata con la teoria di Mononobe-Okabe $S_a = k_{aE} (1-k_v) * q * H$, fornisce i seguenti risultati:

spinta sismica del sovraccarico accidentale MF	1205.14 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	1205.14 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
spinta sismica del sovraccarico accidentale MS	1149.88 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	1149.88 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
spinta sismica del sovraccarico accidentale MD	1149.88 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	1149.88 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MF (Wood)	0.00 kN
sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MS (Wood)	0.00 kN
sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MD (Wood)	0.00 kN
forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MF	305.12 kN
forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MS	305.12 kN
forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MD	305.12 kN
spinta sismica del sovraccarico ballast MF	483.19 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	483.19 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
spinta sismica del sovraccarico ballast MS	325.44 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	325.44 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
spinta sismica del sovraccarico ballast MD	325.44 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	325.44 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
sovraspinta sismica orizzontale ballast MF (Wood)	0.00 kN
sovraspinta sismica orizzontale ballast MS (Wood)	0.00 kN
sovraspinta sismica orizzontale ballast MD (Wood)	0.00 kN
forza d'inerzia del sovraccarico ballast MF	122.34 kN
forza d'inerzia del sovraccarico ballast MS	122.34 kN
forza d'inerzia del sovraccarico ballast MD	122.34 kN

Figura 6-26: calcolo incremento di spinta in condizioni sismiche

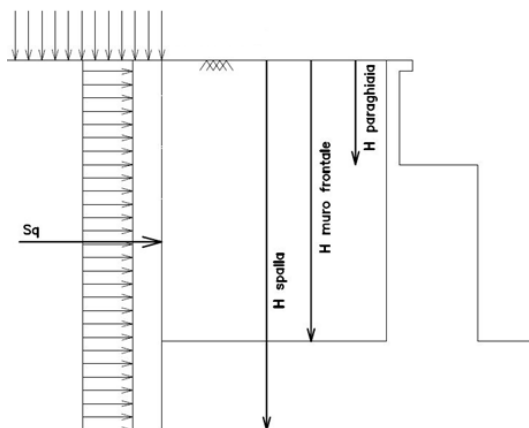


Figura 6-27 - Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

6.12.6 Forze inerziali dovute al sisma

In fase sismica si devono considerare le azioni orizzontali e verticali agenti sulla spalla dovute all'inerzia delle parti in conglomerato armato e del rinterro compreso tra i muri andatori. Le risultanti orizzontali e verticali sono rispettivamente pari ad $F_h = k_h \cdot W$ e $F_v = k_v \cdot W$, dove i coefficienti k_h e k_v sono calcolati come esposto al paragrafo 7.11.6.2.1 delle NTC18 risultando pari a $k_h = \beta_m \cdot a_{\max} / g$, $k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$ con $a_{\max} = S_S \cdot S_T \cdot a_g$. Il coefficiente β_m è stato considerato unitario.

$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro frontale	1851.47 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro frontale	925.73 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro parag front	613.30 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro parag front	306.65 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro laterale sx	1851.47 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro laterale sx	925.73 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro paragh laterale sx	613.30 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro paragh laterale sx	306.65 kN
$F_{h,mtest} = k_h \cdot W_{mtest}$	forza d'inerzia orizz del muro frontale	969.44 kN
$F_{v,mtest} = k_v \cdot W_{mtest}$	forza d'inerzia vert del muro frontale	484.72 kN
$F_{h,prg} = k_h \cdot W_{prg}$	forza d'inerzia orizz del paraghiaia	64.03 kN
$F_{v,prg} = k_v \cdot W_{prg}$	forza d'inerzia vert del paraghiaia	32.02 kN
$F_{h,Ma} = k_h \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia orizz del muro andatore ($\gamma < 0$)	157.36 kN
$F_{v,Ma} = k_v \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia vert del muro andatore ($\gamma < 0$)	78.68 kN
$F_{h,Ma} = k_h \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia orizz del muro andatore ($\gamma > 0$)	157.36 kN
$F_{v,Ma} = k_v \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia vert del muro andatore ($\gamma > 0$)	78.68 kN
$F_{h,Map} = k_h \cdot W_{map}$	forza d'inerzia orizz del muro paraghiaia andatore ($\gamma < 0$)	52.13 kN
$F_{v,Map} = k_v \cdot W_{map}$	forza d'inerzia vert del muro paraghiaia andatore ($\gamma < 0$)	26.06 kN
$F_{h,Map} = k_h \cdot W_{map}$	forza d'inerzia orizz del muro paraghiaia andatore ($\gamma > 0$)	52.13 kN
$F_{v,Map} = k_v \cdot W_{map}$	forza d'inerzia vert del muro paraghiaia andatore ($\gamma > 0$)	26.06 kN
$F_{h,fond} = k_h \cdot W_{fond}$	forza d'inerzia orizz della fondazione della spalla	1663.27 kN
$F_{v,fond} = k_v \cdot W_{fond}$	forza d'inerzia vert della fondazione della spalla	831.63 kN

Figura 6-28: calcolo forze inerziali dovute all'azione sismica

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

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

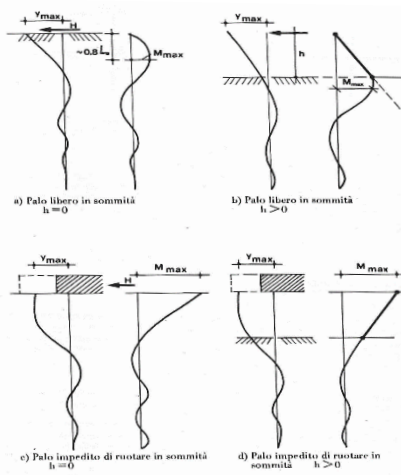
N, M_l, M_t sono lo sforzo normale e i momenti flettenti longitudinale e trasversale agenti al baricentro della palificata, n è il numero di pali e J_l, J_t sono le inerzie longitudinale e trasversale della palificata

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

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.



Nel caso di palo impedito di ruotare in sommità, attraverso il rapporto momento taglio in testa al palo α , si può ricavare l'azione flettente M_0 conseguente all'azione tagliante in testa al palo H_0 , essendo:

$$\alpha = \frac{M_0}{H_0}$$

6.14 Riepilogo risultati

Nella seguente tabella sono riportate le azioni elementari in direzione orizzontale e verticale agenti sulla spalla.

Carico	Elemento						
		Fy (KN)	-Fx (KN)	Fz (KN)	x (m)	y (m)	z (m)
Peso proprio	muro frontale	0	0	-6870	2.30	0.00	6.00
	paraghiaia frontale	0	0	-454	1.30	0.00	11.33
	muro sinistro	0	0	-1115	-2.35	-6.44	6.00
	bandiera muro sx	0	0	0	0.00	0.00	0.00
	paraghiaia sinistro	0	0	-369	-2.35	-6.44	11.33
	muro destro	0	0	-1115	-2.35	6.44	6.00
	bandiera muro dx	0	0	0	0.00	0.00	0.00
	paraghiaia destro	0	0	-369	-2.35	6.44	11.33
	platea	0	0	-11788	0.00	0.00	1.00
	terr riemp su platea	0	0	-17468	-2.35	0.00	7.33
Spinte statiche M1 (k0)	spinta terre su MF	0	-8426	0	-2.35	0.00	4.22
	spinta terre su MS	2964	0	0	-2.35	-6.03	5.55
	spinta terre su MD	-2964	0	0	-2.35	6.03	5.55
Spinte statiche M1 (ka)	spinta terre su MF	0	-5215	0	-2.35	0.00	4.22
	spinta terre su MS	1835	0	0	-2.35	-6.03	5.55
	spinta terre su MD	-1835	0	0	-2.35	6.03	5.55
Spinte statiche M2 (k0)	spinta terre su MF	0	-10303	0	-2.35	0.00	4.22
	spinta terre su MS	3625	0	0	-2.35	-6.03	5.55
	spinta terre su MD	-3625	0	0	-2.35	6.03	5.55
Spinte statiche M2 (ka)	spinta terre su MF	0	-6734	0	-2.35	0.00	4.22
	spinta terre su MS	2369	0	0	-2.35	-6.03	5.55
	spinta terre su MD	-2369	0	0	-2.35	6.03	5.55
Δ Spinte sismiche Mononobe-Okabe D Spinte sismiche Wood	sovraspinta sismica su MF	0	-1353	0	-2.35	0.00	4.22
	sovraspinta sismica su MS	651.3	0	0	-2.35	-6.03	5.55
	sovraspinta sismica su MD	-651.3	0	0	-2.35	6.03	5.55
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	spinta oriz sovrac su MF	0	-522	0	-2.35	0.00	6.33
	spinta oriz sovrac su MS	418	0	0	-2.35	0.00	7.33
	spinta oriz sovrac su MD	-418	0	0	-2.35	0.00	7.33
	peso sovraccarico su platea	0	0	-1397	0.00	0.00	12.65
Spinte statiche sovraccarico ballast M2	spinta oriz sovrac su MF	0	-638	0	-2.35	0.00	6.33
	spinta oriz sovrac su MS	511	0	0	-2.35	0.00	7.33
	spinta oriz sovrac su MD	-511	0	0	-2.35	0.00	7.33
	spinta sovraccarico su platea	0	0	-1397	0.00	0.00	12.65
Spinte sismiche sovraccarico ballast Mononobe-Okabe / Wood	spinta oriz sovrac su MF	0	-483	0	-2.35	0.00	4.22
	spinta oriz sovrac su MS	325	0	0	-2.35	0.00	5.55
	spinta oriz sovrac su MD	-325	0	0	-2.35	0.00	5.55
Inerzie X sovraccarico ballast	spinta oriz sovrac su MF	0	-122	0	-2.35	0.00	7.33
	spinta oriz sovrac su MS	122	0	0	-2.35	-6.03	7.33
	spinta oriz sovrac su MD	-122	0	0	-2.35	6.03	7.33
Spinte statiche sovraccarico M1	spinta oriz sovrac su MF	0	-1302	0	-2.35	0.00	6.33
	spinta oriz sovrac su MS	1475	0	0	-2.35	-6.03	7.33
	spinta oriz sovrac su MD	-1475	0	0	-2.35	6.03	7.33
	peso sovraccarico su platea	0	0	-4937	-2.35	0.00	12.65
Spinte statiche sovraccarico M2	spinta oriz sovrac su MF	0	-1592	0	-2.35	0.00	6.33
	spinta oriz sovrac su MS	1804	0	0	-2.35	-6.03	7.33
	spinta oriz sovrac su MD	-1804	0	0	-2.35	6.03	7.33
	spinta sovraccarico su platea	0	0	-4937	-2.35	0.00	12.65
Spinte sismiche sovraccarico accidentale Mononobe-Okabe / Wood	spinta oriz sovrac su MF	0	-1205	0	-2.35	0.00	6.33
	spinta oriz sovrac su MS	1150	0	0	-2.35	-6.03	7.33
	spinta oriz sovrac su MD	-1150	0	0	-2.35	6.03	7.33

Figura 6-29: riepilogo azioni agenti sulla spalla 1/2

Inerzie X sovraccarico accidentale	spinta oriz sovrac su MF	0	-305	0	-2.35	0.00	7.33
	spinta oriz sovrac su MS	305	0	0	-2.35	-5.65	7.33
	spinta oriz sovrac su MD	-305	0	0	-2.35	5.65	7.33
Inerzia X spalla	muro frontale	0	-841	-421	2.13	0.00	5.88
	paraghiaia frontale	0	-70	-35	1.30	0.00	11.20
	muro sinistro	0	-223	-112	-2.35	0.00	5.88
	paraghiaia sinistro	0	-57	-29	-2.35	0.00	11.20
	muro destro	0	-223	-112	-2.35	0.00	5.88
	paraghiaia destro	0	-57	-29	-2.35	0.00	11.20
	platea	0	-1663	-832	0.00	0.00	1.00
Inerzia X terre	Ter di riemp inf MF	0	-1681	-840	-2.35	0.00	5.88
	Ter di riemp sup TPF	0	-671	-336	-2.35	0.00	11.20
	Ter di riemp inf MD	0	0	0	-2.35	0.00	5.88
	Ter di riemp sup TPD	0	0	0	-2.35	0.00	11.20
	Ter di riemp inf MS	0	0	0	-2.35	0.00	5.88
	Ter di riemp sup TPS	0	0	0	-2.35	0.00	11.20
Inerzia Y spalla	muro frontale	841	0	-421	2.13	0.00	5.88
	paraghiaia frontale	70	0	-35	1.30	0.00	11.20
	muro sinistro	223	0	-112	-2.35	0.00	5.88
	paraghiaia sinistro	57	0	-29	-2.35	0.00	11.20
	muro destro	223	0	-112	-2.35	0.00	5.88
	paraghiaia destro	57	0	-29	-2.35	0.00	11.20
	platea	1663	0	-832	0.00	0.00	1.00
Inerzia Y terre	Ter di riemp inf MF	0	0	0	-2.35	0.00	5.88
	Ter di riemp sup TPF	0	0	0	-2.35	0.00	11.20
	Ter di riemp inf MD	0	0	0	-2.35	0.00	5.88
	Ter di riemp sup TPD	0	0	0	-2.35	0.00	11.20
	Ter di riemp inf MS	1681	0	-840	-2.35	0.00	5.88
	Ter di riemp sup TPS	671	0	-336	-2.35	0.00	11.20
Azioni da impalcato	permanenti strutturali	0.00	0.00	-4433.00	2.45	0.00	10.55
	permanenti non strutturali	0.00	0.00	-5084.00	2.45	0.00	10.55
	altre azioni permanenti	0.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	distorsioni e presollecitazioni	0.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	Ritiro	0.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	variazioni termiche	0.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	viscosità	0.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	carichi mobili	0.00	0.00	-6819.79	2.45	0.00	10.55
	frenatura	0.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	azione centrifuga	345.84	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	serpeggio	110.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	vento ponte scarico	433.32	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	vento ponte carico	442.85	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	sisma (direzione y) carichi permanenti	1535.35	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	sisma (direzione x) carichi permanenti	0.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
	sisma (direzione Z) carichi permanenti	0.00	0.00	-767.67	2.45	0.00	10.55
	resistenze parassite	0.00	-350.06	0.00	2.45	0.00	10.55
	attrito carichi mobili	0.00	-272.79	0.00	2.45	0.00	10.55
	azione laterale	0.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55
altre azioni variabili (acc. servizio)	0.00	0.00	0.00	2.45	0.00	10.55	
Inerzia X permanente/accidentale impalcato	Inerzia X permanente impalcato	0.00	-1251.03	-312.76	2.45	0.00	10.55
	Inerzia X sovraccarico accidentale da impalcato	0.00	-1924.60	-481.15	2.45	0.00	10.55
Inerzia Y permanente/accidentale impalcato	Inerzia Y permanente impalcato	625.52	0.00	-312.76	2.45	0.00	10.55
	Inerzia Y sovraccarico accidentale da impalcato	962.30	0.00	-481.15	2.45	0.00	10.55

Figura 6-30: riepilogo azioni agenti sulla spalla 2/2.

6.15 Sollecitazioni

6.15.1 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.

SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO PARAGHIAIA STRISCIA UNITARIA					
Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	0	190	-58	0	307
2_A1+M1+R3	0	190	-58	0	307
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	2	127	-27	-3	191
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	2	127	-45	-3	138
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	6	62	-27	-9	99
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	6	62	-45	-9	46
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2	62	-66	-3	-15
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2	62	-6	-3	160
1_SLE rara	0	132	-43	0	213
2_SLE rara	0	132	-43	0	213
SLE quasi permanente	0	49	-36	0	55

Figura 6-31: Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia

6.15.2 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.

SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO FRONTALE STRISCIA UNITARIA					
Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	35	1059	-2352	-642	5373
2_A1+M1+R3	35	1059	-2352	-642	5373
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	88	1039	-1102	-670	5922
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	88	1039	-1263	-670	5765
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	294	528	-1102	-2234	2886
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	294	528	-1263	-2234	2730
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	88	528	-1327	-670	2750
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	88	528	-1233	-670	2739
1_SLE rara	23	760	-1664	-433	3817
2_SLE rara	23	760	-1664	-433	3817
SLE quasi permanente	0	543	-1166	0	2459

Figura 6-32: Sollecitazioni alla base del muro frontale

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

6.15.3 Muro andatore sinistro

Si riportano le sollecitazioni agenti alla base del muro andatore sinistro:

SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO ANDATORE STRISCIA UNITARIA					
Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	995	0	-394	-4239	0
2_A1+M1+R3	407	0	-394	-2150	0
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	485	41	-228	-2409	204
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	485	41	-356	-1755	204
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	968	12	-228	-4842	61
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	968	12	-356	-4188	61
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	216	12	-356	-797	61
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	216	12	-356	-797	61
1_SLE rara	714	0	-292	-3018	0
2_SLE rara	714	0	-292	-3018	0
SLE quasi permanente	497	0	-292	-1863	0

Figura 6-33 - Sollecitazioni alla base del muro andatore sinistro

6.15.4 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.

REAZIONI INTRADOSSO BARICENTRO PLATEA DI FONDAZIONE SPALLA					
Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	478	16557	-85247	-9754	69728
2_A1+M1+R3	478	16557	-78087	-9754	86552
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	3018	18274	-47223	-25022	93271
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	3018	18274	-51468	-25022	92626
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	10431	10029	-47223	-77103	39344
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	10431	10029	-51468	-77103	38699
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	3018	10029	-57852	-25022	35742
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	3018	10029	-45590	-25022	44504
1_SLE rara	321	12090	-61555	-6567	48656
2_SLE rara	321	12090	-56617	-6567	60259
1_SLE frequente	44	12090	-60191	-1542	45201
2_SLE frequente	44	12090	-55253	-1542	56805
SLE quasi permanente	0	10789	-49797	0	34752

Figura 6-34: Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

6.15.5 Pali di fondazione

Sforzi sui Pali di Fondazione per ciascuna combinazione di carico

Sforzo normale su singolo palo = $N_i = N/n^2 \text{pali} - M \text{ long} / \Sigma x^2 - x_i - M \text{ trasv} / \Sigma y^2 - y_i$
 Sforzo di Taglio orizzontale su singolo palo = $H_i = (V \text{ long}^2 + V \text{ trasv}^2)^{0.5} / n^2 \text{pali}$

Le sollecitazioni risultanti sono riportati nelle seguenti tabelle:

Combinazioni	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	VI [kN]	Vt [kN]	n	V	M
						[-]	[kN]	[kNm]
1_A1+M1+R3	85247	69728	-9754	16557	478	15	1104	3101
2_A1+M1+R3	78087	86552	-9754	16557	478	15	1104	3101
1_A2+M2+R2	66438	69017	-8441	15303	414	15	1021	2866
2_A2+M2+R2	60266	83521	-8441	15303	414	15	1021	2866
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	47223	93271	-25022	18274	3018	15	1235	3467
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	51468	92626	-25022	18274	3018	15	1235	3467
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	47223	39344	-77103	10029	10431	15	965	2709
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	51468	38699	-77103	10029	10431	15	965	2709
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	57852	35742	-25022	10029	3018	15	698	1961
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	45590	44504	-25022	10029	3018	15	698	1961
1_SLE rara	61555	48656	-6567	12090	321	15	806	2264
2_SLE rara	56617	60259	-6567	12090	321	15	806	2264
SLE quasi permanente	49797	34752	0	10789	0	15	719	2020

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
palo1	palo2	palo3	palo4	palo5	palo6	palo7	palo8	palo9	palo10	palo11	palo12	palo13	palo14	palo15
Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q	Q
[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
7377	7305	7233	7160	7088	5828	5755	5683	5611	5539	4278	4206	4134	4061	3989
7274	7201	7129	7057	6985	5350	5278	5206	5134	5061	3427	3355	3282	3210	3138
6088	6025	5963	5900	5838	4554	4492	4429	4367	4304	3021	2958	2896	2833	2770
5999	5936	5874	5811	5749	4143	4080	4018	3955	3893	2287	2224	2162	2099	2037
5592	5406	5221	5036	4850	3519	3334	3148	2963	2778	1446	1261	1076	890	705
5860	5675	5490	5304	5119	3802	3617	3431	3246	3060	1744	1558	1373	1187	1002
5165	4594	4023	3451	2880	4290	3719	3148	2577	2006	3416	2845	2274	1703	1132
5433	4862	4291	3720	3149	4573	4002	3431	2860	2289	3713	3142	2571	2000	1429
5022	4836	4651	4466	4280	4228	4042	3857	3671	3486	3433	3248	3063	2877	2692
4399	4214	4028	3843	3658	3410	3225	3039	2854	2669	2421	2236	2050	1865	1680
5282	5234	5185	5136	5088	4201	4152	4104	4055	4006	3120	3071	3022	2974	2925
5211	5162	5114	5065	5016	3872	3823	3774	3726	3677	2533	2484	2435	2387	2338
4092	4092	4092	4092	4092	3320	3320	3320	3320	3320	2548	2548	2548	2548	2548

Figura 6-35: sollecitazioni agenti sui pali di fondazione

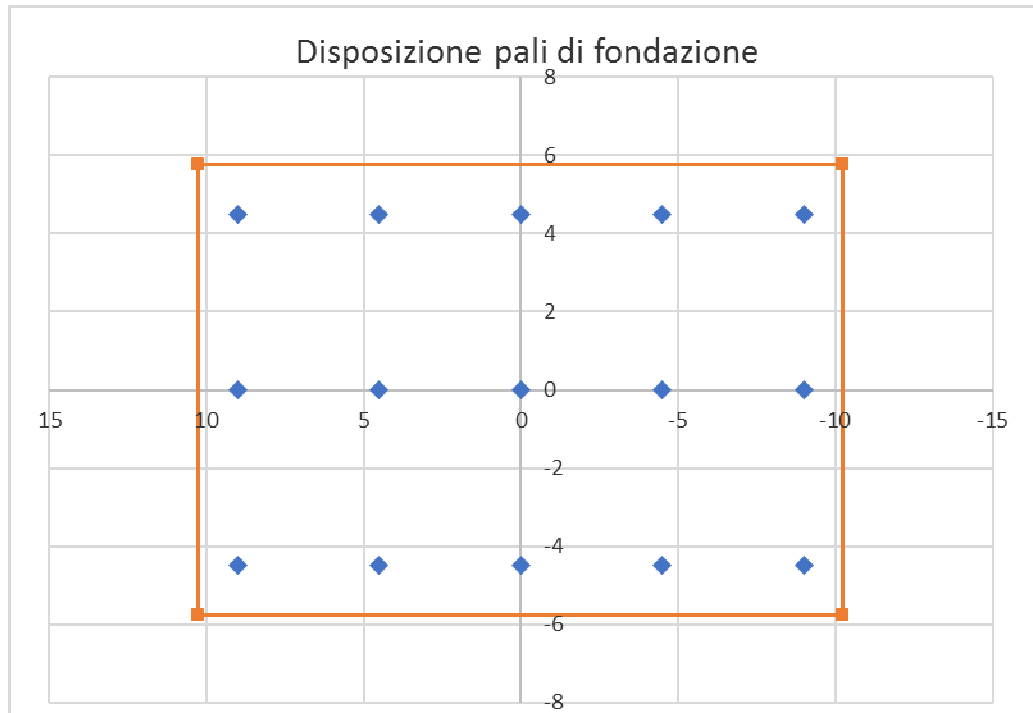


Figura 6-36 - disposizione dei pali di fondazione

6.16 Verifiche degli elementi strutturali

Per gli elementi strutturali della spalla quali, muro frontale, muro paraghiaia, plinto di fondazione e pali di fondazione, 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 e quasi permanenti (SLE);
- verifiche a fessurazione per le combinazioni rara (SLE).

6.16.1 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 0.5 x 13.70 m

Armatura verticale

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

$A'_s = \varnothing 24/20$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \varnothing 12/20$

$A'_s = \varnothing 12/20$

6.16.1.1 Verifica a pressoflessione del muro paraghiaia

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. **NOME SEZIONE: MPG_70m_VI02_SPA**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	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:	2.120	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	59 di 97

Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-25.0
2	-50.0	25.0
3	50.0	25.0
4	50.0	-25.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-44.0	-18.6	24
2	44.0	-18.6	24
3	-44.0	18.8	24
4	44.0	18.8	24

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	8	24
2	3	4	3	24

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	60 di 97

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	58.00	307.00	0.00	0.00	0.00
2	58.00	307.00	0.00	0.00	0.00
3	44.00	298.00	0.00	0.00	0.00
4	44.00	298.00	0.00	0.00	0.00
5	27.00	191.00	-3.00	0.00	0.00
6	45.00	138.00	-3.00	0.00	0.00
7	27.00	99.00	-9.00	0.00	0.00
8	45.00	46.00	-9.00	0.00	0.00
9	66.00	-15.00	-3.00	0.00	0.00
10	6.00	160.00	-3.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	40.00	184.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	36.00	55.00 (130.30)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.8 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm

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

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

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	61 di 97

Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r, Mx Res, My Res) e (N, Mx, My)
 Verifica positiva se tale rapporto risulta ≥ 1.000
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	58.00	307.00	0.00	58.08	706.85	0.00	2.30	67.9(15.0)
2	S	58.00	307.00	0.00	58.08	706.85	0.00	2.30	67.9(15.0)
3	S	44.00	298.00	0.00	43.95	704.29	0.00	2.36	67.9(15.0)
4	S	44.00	298.00	0.00	43.95	704.29	0.00	2.36	67.9(15.0)
5	S	27.00	191.00	-3.00	26.82	702.26	-9.03	3.67	67.9(15.0)
6	S	45.00	138.00	-3.00	45.12	705.06	-13.67	5.09	67.9(15.0)
7	S	27.00	99.00	-9.00	26.98	700.35	-66.78	7.06	67.9(15.0)
8	S	45.00	46.00	-9.00	45.11	701.33	-137.93	15.07	67.9(15.0)
9	S	66.00	-15.00	-3.00	66.01	-379.03	-79.85	26.79	67.9(15.0)
10	S	6.00	160.00	-3.00	6.30	697.87	-14.96	4.36	67.9(15.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	50.0	25.0	0.00105	44.0	18.8	-0.01370	-44.0	-18.6
2	0.00350	50.0	25.0	0.00105	44.0	18.8	-0.01370	-44.0	-18.6
3	0.00350	50.0	25.0	0.00104	44.0	18.8	-0.01379	-44.0	-18.6
4	0.00350	50.0	25.0	0.00104	44.0	18.8	-0.01379	-44.0	-18.6
5	0.00350	-50.0	25.0	0.00105	-44.0	18.8	-0.01378	44.0	-18.6
6	0.00350	-50.0	25.0	0.00108	-44.0	18.8	-0.01357	44.0	-18.6
7	0.00350	-50.0	25.0	0.00132	-44.0	18.8	-0.01220	44.0	-18.6
8	0.00350	-50.0	25.0	0.00160	-44.0	18.8	-0.01056	44.0	-18.6
9	0.00350	-50.0	-25.0	0.00034	-44.0	-18.6	-0.01854	44.0	18.8
10	0.00350	-50.0	25.0	0.00105	-44.0	18.8	-0.01380	44.0	-18.6

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	0.000394453	-0.006361328	----	----
2	0.000000000	0.000394453	-0.006361328	----	----
3	0.000000000	0.000396641	-0.006416022	----	----
4	0.000000000	0.000396641	-0.006416022	----	----
5	-0.000001099	0.000393915	-0.006402823	----	----
6	-0.000001257	0.000388728	-0.006281029	----	----

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	62 di 97

7	-0.000007435	0.000344033	-0.005472543	---	---
8	-0.000014143	0.000291980	-0.004506636	---	---
9	-0.000007604	-0.000486841	-0.009051232	---	---
10	-0.000001339	0.000393879	-0.006413909	---	---

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.64	50.0	25.0	-103.4	34.2	-18.6	1100	45.2

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00062	0	0.500	24.0	52	0.00030 (0.00030)	276	0.083 (0.20)	125.35	0.00

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	1.42	50.0	25.0	-28.5	34.2	-18.6	1050	45.2

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00018	0	0.500	24.0	52	0.00009 (0.00009)	271	0.023 (0.20)	130.30	0.00

6.16.1.2 Verifica a taglio del muro paraghiaia

La verifica a taglio è soddisfatta come elemento non armato a taglio.

Si prevede comunque un minimo di armatura a taglio costituita da spilli $9\varnothing 10/m^2$.

Caratteristiche materiali

Cls R_{ck}	<input type="text" value="40"/>	
Cls	<input type="text" value="Fessurato (v=0)"/>	condizioni calcestruzzo
Acciaio 1	<input type="text" value="B450"/>	acciaio barre longitudinali
Acciaio 2	<input type="text" value="B450"/>	acciaio armature trasversali
γ_c	<input type="text" value="1.5"/>	coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
γ_s	<input type="text" value="1.15"/>	coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w	<input type="text" value="1000"/>	mm	larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)
d	<input type="text" value="436"/>	mm	altezza utile della sezione
A_c	<input type="text" value="436000"/>	mm ²	area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl}	<input type="text" value="10"/>		numero di barre longitudinali
\varnothing_{bl}	<input type="text" value="24"/>	mm	diametro delle barre longitudinali
n_{bw}	<input type="text" value="4.00"/>		numero di bracci delle staffe
\varnothing_{st}	<input type="text" value="10"/>	mm	diametro delle staffe
s_{st}	<input type="text" value="200"/>	mm	passo delle staffe
α	<input type="text" value="90"/>	°	inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed}	<input type="text" value="0"/>	KN	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V_{Ed}	<input type="text" value="190"/>	KN	taglio di calcolo
N_{Ed}	8202.6	KN	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	<input type="text" value="22"/>	°	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
$ctg\theta$	2.48		(il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Si
 No

τ		N/mm ²	tensione tangenziale corda baricentrica
σ_1		N/mm ²	tensione principale di trazione sulla corda baricentrica
$ctg\theta_l$			valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd}	<input type="text" value="285.5"/>	KN	taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
V_{Rd}	<input type="text" value="597.0"/>	KN	taglio resistente per elemento con armatura trasversale
V_{Rd}	<input type="text" value="285.5"/>	KN	> V_{Ed} <input type="text" value="190"/> KN

LA VERIFICA E' SODDISFATTA. NON E' NECESSARIA ARMATURA SPECIFICA A TAGLIO

6.16.2 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 2.15 x 13.70 m

Armatura verticale

$A_s = \emptyset 26/10 + \emptyset 26/10 + \emptyset 26/20$ (lato controterra)

$A's = \emptyset 26/10$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \emptyset 18/20 + \emptyset 16/20$ (lato controterra)

$A's = \emptyset 18/20$ (lato esterno)

6.16.2.1 Verifica a pressoflessione del muro frontale

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. **NOME SEZIONE: MF_70m_VI02_SPA**

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	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:	2.120	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	65 di 97

Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-107.5
2	-50.0	107.5
3	50.0	107.5
4	50.0	-107.5

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.2	99.2	26
2	-41.2	-99.2	26
3	41.2	99.2	26
4	41.2	-99.2	26
5	41.2	-93.6	26
6	-41.2	-93.6	26
7	41.2	-88.0	26
8	-41.2	-88.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	3	8	26
2	2	4	8	26
3	6	5	8	26
4	7	8	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2352.00	5373.00	-642.00	0.00	0.00
2	2352.00	5373.00	-642.00	0.00	0.00
3	1900.00	5095.00	-556.00	0.00	0.00
4	1900.00	5095.00	-556.00	0.00	0.00
5	1102.00	5922.00	-670.00	0.00	0.00
6	1263.00	5765.00	-670.00	0.00	0.00
7	1102.00	2886.00	-2234.00	0.00	0.00
8	1263.00	2730.00	-2234.00	0.00	0.00
9	1327.00	2750.00	-670.00	0.00	0.00
10	1233.00	2739.00	-670.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1465.00	3736.00	-409.00

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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1166.00	2459.00 (2724.18)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	67 di 97

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2352.00	5373.00	-642.00	2351.91	11410.36	-1298.22	2.09	185.8(64.5)
2	S	2352.00	5373.00	-642.00	2351.91	11410.36	-1298.22	2.09	185.8(64.5)
3	S	1900.00	5095.00	-556.00	1899.77	11153.20	-1193.38	2.16	185.8(64.5)
4	S	1900.00	5095.00	-556.00	1899.77	11153.20	-1193.38	2.16	185.8(64.5)
5	S	1102.00	5922.00	-670.00	1102.03	10525.19	-1192.73	1.77	185.8(64.5)
6	S	1263.00	5765.00	-670.00	1263.06	10591.31	-1273.77	1.83	185.8(64.5)
7	S	1102.00	2886.00	-2234.00	1101.78	4268.08	-3284.14	1.47	185.8(64.5)
8	S	1263.00	2730.00	-2234.00	1263.28	4117.20	-3348.85	1.50	185.8(64.5)
9	S	1327.00	2750.00	-670.00	1327.17	9442.07	-2205.83	3.36	185.8(64.5)
10	S	1233.00	2739.00	-670.00	1232.99	9256.71	-2251.12	3.32	185.8(64.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 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	-50.0	107.5	0.00289	-41.2	99.2	-0.00772	41.2	-99.2
2	0.00350	-50.0	107.5	0.00289	-41.2	99.2	-0.00772	41.2	-99.2
3	0.00350	-50.0	107.5	0.00286	-41.2	99.2	-0.00846	41.2	-99.2
4	0.00350	-50.0	107.5	0.00286	-41.2	99.2	-0.00846	41.2	-99.2
5	0.00350	-50.0	107.5	0.00282	-41.2	99.2	-0.00922	41.2	-99.2
6	0.00350	-50.0	107.5	0.00283	-41.2	99.2	-0.00872	41.2	-99.2
7	0.00350	-50.0	107.5	0.00239	-41.2	99.2	-0.00916	41.2	-99.2
8	0.00350	-50.0	107.5	0.00239	-41.2	99.2	-0.00918	41.2	-99.2
9	0.00350	-50.0	107.5	0.00283	-41.2	99.2	-0.00642	41.2	-99.2
10	0.00350	-50.0	107.5	0.00282	-41.2	99.2	-0.00645	41.2	-99.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000031646	0.000040299	-0.002414464	----	----
2	-0.000031646	0.000040299	-0.002414464	----	----
3	-0.000031243	0.000044056	-0.002798182	----	----

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	68 di 97

4	-0.000031243	0.000044056	-0.002798182	----	----
5	-0.000033526	0.000046769	-0.003204012	----	----
6	-0.000034395	0.000043953	-0.002944717	----	----
7	-0.000116162	0.000010019	-0.003385140	----	----
8	-0.000117384	0.000009534	-0.003394134	----	----
9	-0.000052987	0.000024627	-0.001796768	----	----
10	-0.000054661	0.000024026	-0.001815792	----	----

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.81	-50.0	107.5	-143.6	41.2	-99.2	1912	84.9

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 f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 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	-0.00065	0	0.500	26.0	70	0.00039 (0.00036)	355	0.140 (0.20)	2430.18	-56.96

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.79	50.0	107.5	-69.0	32.0	-99.2	3200	132.7

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	-0.00037	0	0.500	26.0	70	0.00022 (0.00021)	345	0.075 (0.20)	2724.18	0.00

6.16.2.2 Verifica a taglio del muro frontale

Caratteristiche materiali

Cls R_{ck}
 Cls condizioni calcestruzzo
 Acciaio 1 acciaio barre longitudinali
 Acciaio 2 acciaio armature trasversali
 γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
 γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)
 d mm altezza utile della sezione
 A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali
 \varnothing_{bl} mm diametro delle barre longitudinali
 n_{bw} numero di bracci delle staffe
 \varnothing_{st} mm diametro delle staffe
 s_{st} mm passo delle staffe
 α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
 V_{Ed} KN taglio di calcolo
 N_{Rd} 38887.2 KN sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
 $ctg\theta$ 2.48 (il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Sì
 No

τ N/mm² tensione tangenziale corda baricentrica
 σ_1 N/mm² tensione principale di trazione sulla corda baricentrica
 $ctg\theta_1$ valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
 V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale
 V_{Rd} KN < V_{Ed} KN

OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Si dispongono staffe $\varnothing 12/20$ a 4 bracci per metro di sezione.

6.16.3 Muro andatore sinistro

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 1.20 x 6.80 m

Armatura verticale

$A_s = \emptyset 30/10 + \emptyset 30/10 + \emptyset 30/10$ (lato controterra)

$A's = \emptyset 30/10$ (lato esterno)

Armatura orizzontale

$A_s = \emptyset 18/20 + \emptyset 16/20$ (lato controterra)

$A's = \emptyset 18/20$ (lato esterno)

6.16.3.1 Verifica a pressoflessione del muro andatore sinistro

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.

NOME SEZIONE: MF_70m_VI02_SPA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C32/40	
	Resis. compr. di progetto fcd:	18.810	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:	2.120	MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	71 di 97

Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Poligonale
Classe Conglomerato:	C32/40

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-50.0	-107.5
2	-50.0	107.5
3	50.0	107.5
4	50.0	-107.5

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.2	99.2	26
2	-41.2	-99.2	26
3	41.2	99.2	26
4	41.2	-99.2	26
5	41.2	-93.6	26
6	-41.2	-93.6	26
7	41.2	-88.0	26
8	-41.2	-88.0	26

DATI GENERAZIONI LINEARI DI BARRE

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

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	3	8	26
2	2	4	8	26
3	6	5	8	26
4	7	8	3	26

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2352.00	5373.00	-642.00	0.00	0.00
2	2352.00	5373.00	-642.00	0.00	0.00
3	1900.00	5095.00	-556.00	0.00	0.00
4	1900.00	5095.00	-556.00	0.00	0.00
5	1102.00	5922.00	-670.00	0.00	0.00
6	1263.00	5765.00	-670.00	0.00	0.00
7	1102.00	2886.00	-2234.00	0.00	0.00
8	1263.00	2730.00	-2234.00	0.00	0.00
9	1327.00	2750.00	-670.00	0.00	0.00
10	1233.00	2739.00	-670.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	1465.00	3736.00	-409.00

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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione)
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	1166.00	2459.00 (2724.18)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.0 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 3.0 cm

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

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	73 di 97

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2352.00	5373.00	-642.00	2351.91	11410.36	-1298.22	2.09	185.8(64.5)
2	S	2352.00	5373.00	-642.00	2351.91	11410.36	-1298.22	2.09	185.8(64.5)
3	S	1900.00	5095.00	-556.00	1899.77	11153.20	-1193.38	2.16	185.8(64.5)
4	S	1900.00	5095.00	-556.00	1899.77	11153.20	-1193.38	2.16	185.8(64.5)
5	S	1102.00	5922.00	-670.00	1102.03	10525.19	-1192.73	1.77	185.8(64.5)
6	S	1263.00	5765.00	-670.00	1263.06	10591.31	-1273.77	1.83	185.8(64.5)
7	S	1102.00	2886.00	-2234.00	1101.78	4268.08	-3284.14	1.47	185.8(64.5)
8	S	1263.00	2730.00	-2234.00	1263.28	4117.20	-3348.85	1.50	185.8(64.5)
9	S	1327.00	2750.00	-670.00	1327.17	9442.07	-2205.83	3.36	185.8(64.5)
10	S	1233.00	2739.00	-670.00	1232.99	9256.71	-2251.12	3.32	185.8(64.5)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
 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	-50.0	107.5	0.00289	-41.2	99.2	-0.00772	41.2	-99.2
2	0.00350	-50.0	107.5	0.00289	-41.2	99.2	-0.00772	41.2	-99.2
3	0.00350	-50.0	107.5	0.00286	-41.2	99.2	-0.00846	41.2	-99.2
4	0.00350	-50.0	107.5	0.00286	-41.2	99.2	-0.00846	41.2	-99.2
5	0.00350	-50.0	107.5	0.00282	-41.2	99.2	-0.00922	41.2	-99.2
6	0.00350	-50.0	107.5	0.00283	-41.2	99.2	-0.00872	41.2	-99.2
7	0.00350	-50.0	107.5	0.00239	-41.2	99.2	-0.00916	41.2	-99.2
8	0.00350	-50.0	107.5	0.00239	-41.2	99.2	-0.00918	41.2	-99.2
9	0.00350	-50.0	107.5	0.00283	-41.2	99.2	-0.00642	41.2	-99.2
10	0.00350	-50.0	107.5	0.00282	-41.2	99.2	-0.00645	41.2	-99.2

POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000031646	0.000040299	-0.002414464	----	----
2	-0.000031646	0.000040299	-0.002414464	----	----
3	-0.000031243	0.000044056	-0.002798182	----	----

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	74 di 97

4	-0.000031243	0.000044056	-0.002798182	----	----
5	-0.000033526	0.000046769	-0.003204012	----	----
6	-0.000034395	0.000043953	-0.002944717	----	----
7	-0.000116162	0.000010019	-0.003385140	----	----
8	-0.000117384	0.000009534	-0.003394134	----	----
9	-0.000052987	0.000024627	-0.001796768	----	----
10	-0.000054661	0.000024026	-0.001815792	----	----

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

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	7.81	-50.0	107.5	-143.6	41.2	-99.2	1912	84.9

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 f_{ctm}
 Esito della verifica
 e1 Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 e2 Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
 k1 = 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
 kt = 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
 k2 = 0.5 per flessione; $= (e1 + e2) / (2 * e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
 k3 = 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 k4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 Ø Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
 Cf Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 e sm - e cm Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = 0.6 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	-0.00065	0	0.500	26.0	70	0.00039 (0.00036)	355	0.140 (0.20)	2430.18	-56.96

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.79	50.0	107.5	-69.0	32.0	-99.2	3200	132.7

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	-0.00037	0	0.500	26.0	70	0.00022 (0.00021)	345	0.075 (0.20)	2724.18	0.00

6.16.3.2 Verifica a taglio del muro andatore sinistro

Caratteristiche materiali

Cl _s R _{ck}	<input type="text" value="40"/>	
Cl _s	<input type="text" value="Fessurato (v=0)"/>	condizioni calcestruzzo
Acciaio 1	<input type="text" value="B450"/>	acciaio barre longitudinali
Acciaio 2	<input type="text" value="B450"/>	acciaio armature trasversali
γ _c	<input type="text" value="1.5"/>	coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
γ _s	<input type="text" value="1.15"/>	coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b _w	<input type="text" value="1000"/>	mm	larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)
d	<input type="text" value="1115"/>	mm	altezza utile della sezione
A _c	<input type="text" value="1115000"/>	mm ²	area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n _{bl}	<input type="text" value="30"/>		numero di barre longitudinali
Ø _{bl}	<input type="text" value="30"/>	mm	diametro delle barre longitudinali
n _{bw}	<input type="text" value="4.00"/>		numero di bracci delle staffe
Ø _{st}	<input type="text" value="12"/>	mm	diametro delle staffe
S _{st}	<input type="text" value="200"/>	mm	passo delle staffe
α	<input type="text" value="90"/>	°	inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	KN	sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V _{Ed}	<input type="text" value="995"/>	KN	taglio di calcolo
N _{Rd}	20976.9	KN	sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	<input type="text" value="22"/>	°	inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
ctgθ	2.48		(il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Sì
 No

τ		N/mm ²	tensione tangenziale corda baricentrica
σ ₁		N/mm ²	tensione principale di trazione sulla corda baricentrica
ctgθ _l			valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V _{Rd}	<input type="text" value="758.4"/>	KN	taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
V _{Rd}	<input type="text" value="2198.4"/>	KN	taglio resistente per elemento con armatura trasversale
V _{Rd}	<input type="text" value="758.4"/>	KN	< V _{Ed} <input type="text" value="995"/> KN

OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Si dispongono staffe Ø12/20 a 4 bracci per metro di sezione.

 ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA TRATTA PIADENA – MANTOVA					
	VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio Spalla SPA: Relazione di calcolo	COMMESSA NM25	LOTTO 03	CODIFICA D 09 CL	DOCUMENTO VI 02 04 001	REV. A

6.16.4 Palo di fondazione $L=32\text{ m}$

6.16.4.1 Verifiche geotecniche del palo di fondazione

Si riportano gli estratti dell'elaborato specialistico di riferimento per la geotecnica:

ID	Tipo di indagine	Campagna d'indagine	Quota	Profondità	SPT	Lefranc	Foro attrezzato	Campioni indisturbati ⁽³⁾	Campioni rimaneggiati ⁽³⁾
(sigla)	(Tipo)	(Riferimento)	(m slmm)	(m)	(n.prove)	(n.prove)	C=Casagrande ⁽¹⁾ TA=Tubo Aperto ⁽²⁾ Down Hole	(#)	(#)
L3-S12	Sondaggio	ITALFERR 2019	23.69	50	12	2	C (9.0m e 46.0m)	4	7
SCPTU 16	SCPTU	ITALFERR 2018	23.95	29.96	-	-	-	-	-
L3-S13 DH	Sondaggio	ITALFERR 2019	23.43	50	12	1	Down Hole	-	7

⁽¹⁾ Tra parentesi la profondità della cella Casagrande
⁽²⁾ Tra parentesi il tratto finestrato
⁽³⁾ Disponibili per la sola campagna di indagine ITALFERR 2019

Figura 6-37 - Indagini geognostiche di riferimento

Quota di riferimento pc $\approx 23.5\text{ m slmm}$				
UNITA' GEOTECNICA	DESCRIZIONE	DA	A	SPESSORE
(-)	(-)	(m pc)	(m pc)	(m)
Aa	L(S) [A]; A(L); A,L	0.0	6.0	6.0
As	S(L); S(L)(A); S	6.0	9.0	3.0
WRa2	A(L)(S); L(A)(S); A,S	9.0	15.0	6.0
Rs1	S[L]; S(L); S[A]	15.0	42.5	27.5
Ra1	L(S); A(L)[S]	42.5	50.0	7.5

La falda di progetto è a 0.0 m da pc

Figura 6-38 - Stratigrafia di calcolo spalla Ovest

UNITA' GEOTECNICA	γ	ϕ_k'	c'_k	c_{uk}	δ	k_H
	(kN/m ³)	(°)	(kPa)	(kPa)	(°)	kN/m ³
Aa	19.0	-	-	60	-	-
As	19.0	33	0	-	33	10000
WRa2	19.0	-	-	70	-	-
Rs1	19.0	33	0	-	33	12000
Ra1	19.0	-	-	70	-	-
Ws1	19.0	32	0	-	32	10000
WRs2	19.0	33	0	-	33	10000

essendo:

γ = peso di volume naturale

ϕ_k' = valore caratteristico dell'angolo di attrito

c_k' = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate

c_{uk} = valore caratteristico della coesione non drenata

δ = valore caratteristico dell'angolo d'attrito tra palo e terreno;

k_H = valore assunto per l'incremento del modulo di reazione orizzontale con la profondità per i materiali a grana grossa.

Figura 6-39 - Valori dei parametri geotecnici caratteristici

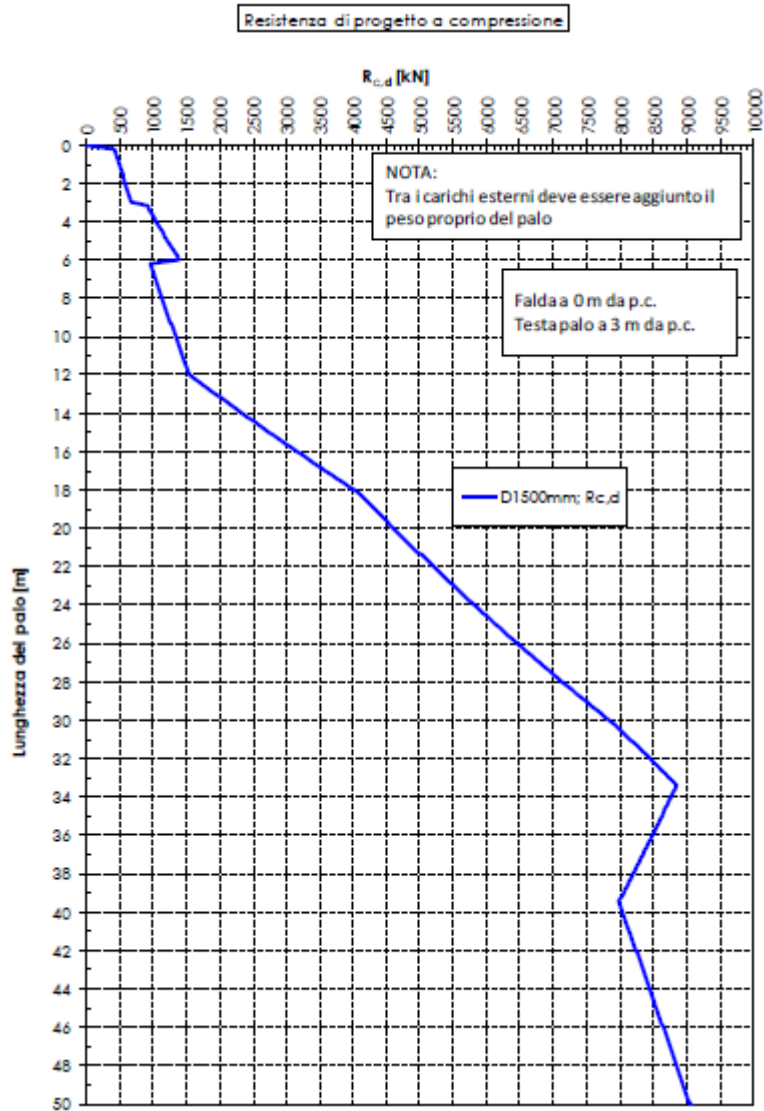


Figura 6-40 - Resistenza di progetto a compressione – Spalla Ovest

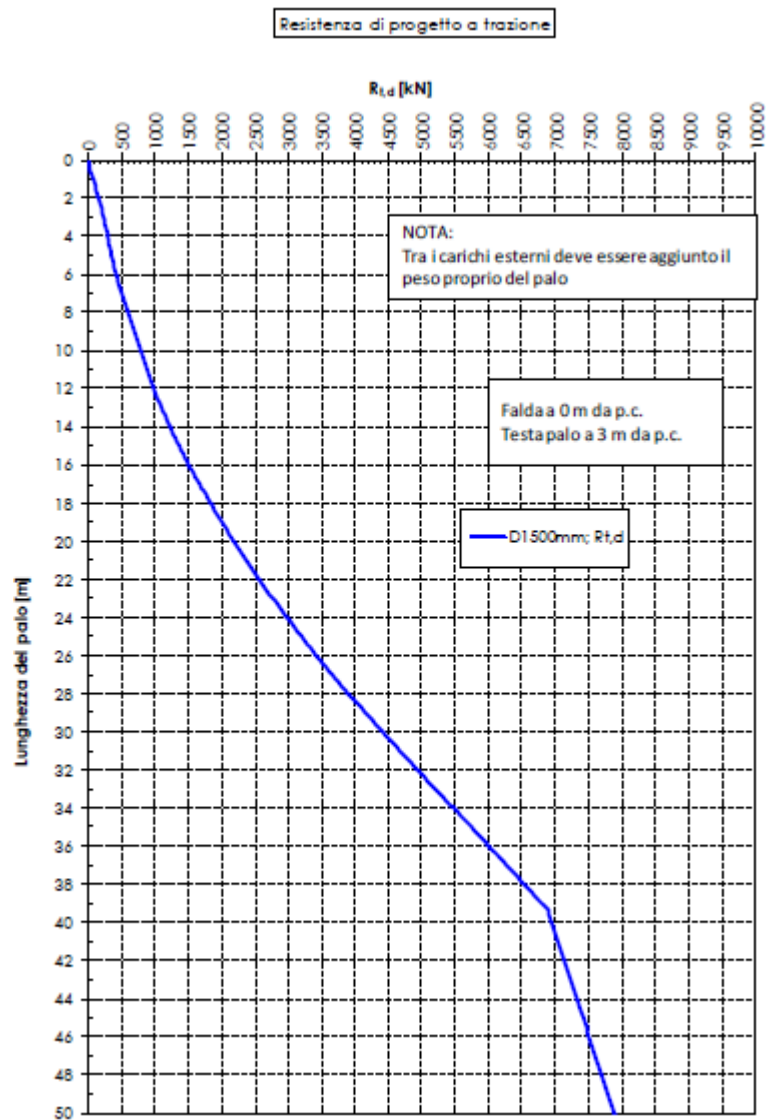


Figura 6-41 - Resistenza di progetto a trazione – Spalla Ovest

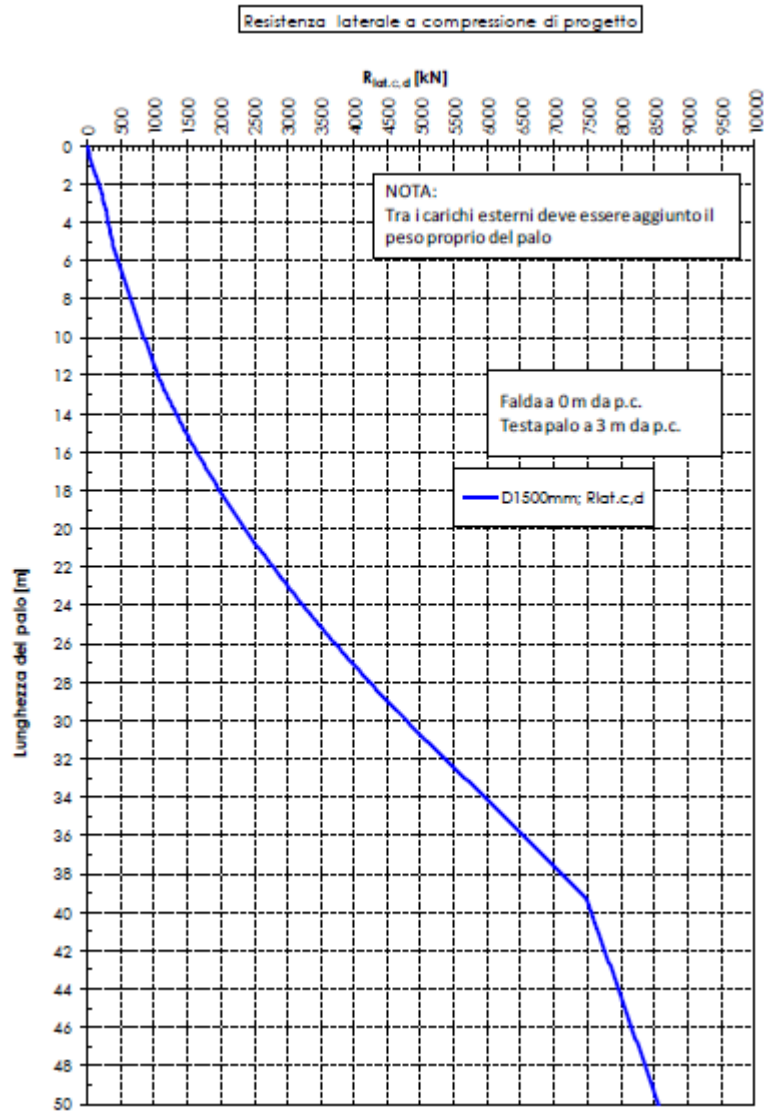


Figura 6-42 - Resistenza laterale a compressione di progetto – Spalla Ovest

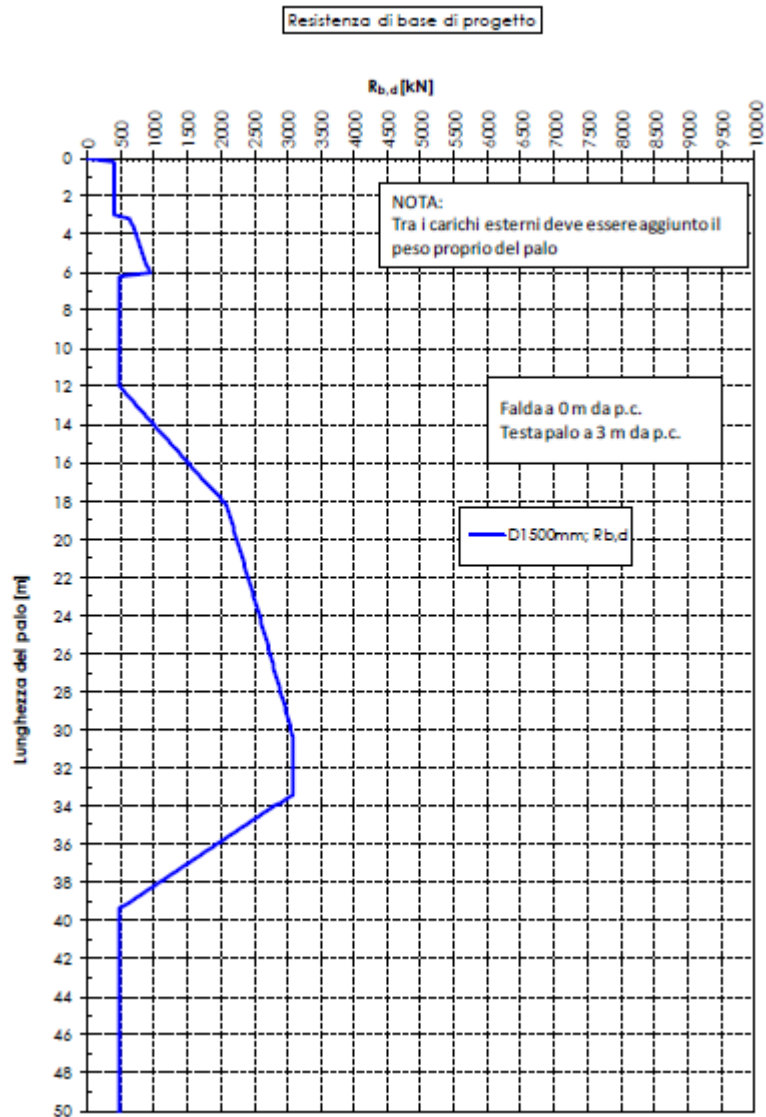


Figura 6-43 - Resistenza di base di progetto – Spalla Ovest

Z (m)	M/M ₀ (-)	F/F ₀ (-)	$\alpha = -M_0/F_0$ (m)
0.00	1.000	1.000	2.808
0.94	0.686	0.881	
1.88	0.411	0.769	
2.81	0.172	0.670	
3.75	-0.026	0.481	
4.69	-0.151	0.274	
5.63	-0.211	0.089	
6.56	-0.222	0.008	
7.50	-0.218	-0.029	
9.00	-0.192	-0.062	
10.50	-0.154	-0.079	
12.00	-0.110	-0.084	
13.50	-0.066	-0.076	
15.00	-0.030	-0.053	
17.50	0.001	-0.019	
20.00	0.007	0.000	
22.50	0.004	0.004	
26.25	0.000	0.001	
30.00	0.000	0.000	

Figura 6-44 - $D = 1500 \text{ mm}$ - Momento flettente e del taglio normalizzati - Testa palo incastrata - Spalla Ovest

Si esegue la verifica a carico limite verticale ed orizzontale per la combinazione più gravosa statica e sismica.

Carico limite orizzontale: dalla relazione geotecnica si ha $H_d=1828\text{kN}$, carico limite ottenuto con un'armatura pari a $40+40\phi30$.

Sollecitazioni di progetto dei pali di fondazione	SPALLA_A	Lunghezza pali =	32 (m)		
Sforzo massimo di compressione in testa palo	Comb =	SLU	Nmin = -7380 (kN) Nres = -8000 (kN)	Fs =	1.08
Risultante massima di compressione palificata	Comb =	SLU	$\sum N_{min < 0} = -85247$ (kN)		
Numero pali in compressione della palificata			n = 15 (-)		
Efficienza verticale palificata			$\eta = 1.00$ (-)	Fs =	1.41
Taglio massimo sui pali in direzione longitudinale	Comb =	SLU	'2max,abs = 1104 (kN) V3max,abs = 32 (kN)	Vmax = 1104 (kN) Vlim = 1828 (kN)	
Efficienza longitudinale palificata			$\eta = 0.80$ (-)	Fs =	1.32
Taglio massimo sui pali in direzione trasversale	Comb =	SLU	'3max,abs = 1020 (kN) V2max,abs = 28 (kN)	Vmax = 1020 (kN) Vlim = 1828 (kN)	
Efficienza trasversale palificata			$\eta = 0.80$ (-)	Fs =	1.43

Figura 6-45 - Verifica carico limite in condizioni statiche

Sollecitazioni di progetto dei pali di fondazione	SPALLA_A	Lunghezza pali =	32 (m)		
Sforzo massimo di compressione in testa palo	Comb =	SISMA	Nmin = -5860 (kN) Nres = -8000 (kN)	Fs =	1.37
Risultante massima di compressione palificata	Comb =	SISMA	$\sum N_{min < 0} = -51468$ (kN)		
Numero pali in compressione della palificata			n = 15 (-)		
Efficienza verticale palificata			$\eta = 1.00$ (-)	Fs =	2.33
Taglio massimo sui pali in direzione longitudinale	Comb =	SISMA	'2max,abs = 1218 (kN) V3max,abs = 202 (kN)	Vmax = 1235 (kN) Vlim = 1828 (kN)	
Efficienza longitudinale palificata			$\eta = 0.80$ (-)	Fs =	1.18
Taglio massimo sui pali in direzione trasversale	Comb =	SISMA	'3max,abs = 669 (kN) V2max,abs = 696 (kN)	Vmax = 965 (kN) Vlim = 1828 (kN)	
Efficienza trasversale palificata			$\eta = 0.80$ (-)	Fs =	1.51

Figura 6-46 - Verifica carico limite in condizioni sismiche

6.16.4.2 Verifiche strutturali del palo di fondazione

Di seguito vengono riportate le verifiche strutturali dei pali di fondazione.

Il momento sollecitante agente in testa palo è stato determinato nell'ipotesi di "sommità palo impedita di ruotare" mediante la relazione $M_0 = \alpha \cdot F_0$ dove $\alpha = 2.808$ m e $F_0 = T_{\max}$ (relativamente alla combinazione di verifica):

$N_{\max} = 7377.12$ kN	$T = 1104.29$ kN	$M = 1104.29 \cdot 2.808 = 3100.84$ kNm
$N_{\min} = 3137.92$ kN	$T = 1104.29$ kN	$M = 1104.29 \cdot 2.808 = 3100.84$ kNm
$N = 7377.12$ kN	$T = 1104.29$ kN	$M_{\max} = 1104.29 \cdot 2.808 = 3100.84$ kNm

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

Caratteristiche della sezione:

Sezione circolare $\varnothing 1500$ mm

$A_s = 40+40 \varnothing 30$ staffe $\varnothing 14/10$

La lunghezza del palo è pari a $L = 32$ m.

6.16.4.3 Verifica a pressoflessione del palo di fondazione

DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A. NOME SEZIONE: Palo_32m_VI02_SPA

Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Molto aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resis. compr. di progetto fcd:	14.160 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	85 di 97

Def.unit. ultima ecu:	0.0035	
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo	
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0	MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.560	MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	150.00	daN/cm ²
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00	Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00	MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00	MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068	
	Modulo Elastico Ef	2000000	daN/cm ²
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$:	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$:	0.50	
	Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00	MPa

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio:	Circolare
Classe Conglomerato:	C25/30

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

DATI GENERAZIONI CIRCOLARI DI BARRE

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

N°Gen.	Xcentro	Ycentro	Raggio	N°Barre	Ø
1	0.0	0.0	66.1	40	30
2	0.0	0.0	61.1	40	30

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
---------	---	----	----	----	----

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	86 di 97

1	7377.00	3101.00	0.00	0.00	0.00
2	3138.00	3101.00	0.00	0.00	0.00
3	5860.00	3467.00	0.00	0.00	0.00
4	705.00	3467.00	0.00	0.00	0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx	My
1	4942.00	2264.00	0.00
2	2314.00	2264.00	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 princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	4092.00	2020.00 (2535.18)	0.00 (0.00)
2	2548.00	2020.00 (1966.14)	0.00 (0.00)

RISULTATI DEL CALCOLO
Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 7.4 cm
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 2.0 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	7377.00	3101.00	0.00	7376.84	11858.36	0.00	3.82	565.5(53.0)
2	S	3138.00	3101.00	0.00	3138.11	11373.10	0.00	3.67	565.5(53.0)
3	S	5860.00	3467.00	0.00	5860.19	11744.55	0.00	3.39	565.5(53.0)
4	S	705.00	3467.00	0.00	705.03	10883.29	0.00	3.14	565.5(53.0)

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.0	75.0	0.00305	0.0	66.1	-0.00359	0.0	-66.1
2	0.00350	0.0	75.0	0.00297	0.0	66.1	-0.00486	0.0	-66.1
3	0.00350	0.0	75.0	0.00303	0.0	66.1	-0.00399	0.0	-66.1
4	0.00350	0.0	75.0	0.00291	0.0	66.1	-0.00582	0.0	-66.1

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	0.000050219	-0.000266416	----	----
2	0.000000000	0.000059228	-0.000942078	----	----
3	0.000000000	0.000053066	-0.000479967	----	----
4	0.000000000	0.000066030	-0.001452240	----	----

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

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm ²] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm ²] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	6.29	0.0	0.0	-36.3	0.0	-66.1	993	56.5
2	S	5.77	0.0	0.0	-73.1	0.0	-66.1	1881	113.1

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

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

Ver.	Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2*e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	88 di 97

k_4 = 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
 \emptyset Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace A_c eff [eq.(7.11)EC2]
 C_f Coprifero [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
 $e_{sm} - e_{cm}$ Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
 Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
 s_r max Massima distanza tra le fessure [mm]
 w_k Apertura fessure in mm calcolata = $s_r \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
 M_x fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
 M_y fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e_1	e_2	k_2	\emptyset	C_f	$e_{sm} - e_{cm}$	s_r max	w_k	M_x fess	M_y fess
1	S	-0.00023	0	0.500	30.0	74	0.00011 (0.00011)	328	0.038 (0.20)	2615.59	0.00
2	S	-0.00041	0	0.500	30.0	74	0.00022 (0.00022)	336	0.073 (0.20)	1851.87	0.00

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

N°Comb	Ver	S_c max	X_c max	Y_c max	S_f min	X_s min	Y_s min	A_c eff.	A_s eff.
1	S	5.54	0.0	0.0	-36.1	0.0	-66.1	1105	84.8
2	S	5.24	0.0	0.0	-57.5	0.0	-66.1	1716	113.1

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

Comb.	Ver	e_1	e_2	k_2	\emptyset	C_f	$e_{sm} - e_{cm}$	s_r max	w_k	M_x fess	M_y fess
1	S	-0.00022	0	0.500	30.0	74	0.00011 (0.00011)	318	0.034 (0.20)	2535.18	0.00
2	S	-0.00033	0	0.500	30.0	74	0.00018 (0.00017)	329	0.058 (0.20)	1966.14	0.00

6.16.4.4 Verifica a taglio del palo di fondazione

Caratteristiche materiali

Cls R_{ck}
 Cls condizioni calcestruzzo
 Acciaio 1 acciaio barre longitudinali
 Acciaio 2 acciaio armature trasversali
 γ_c coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
 γ_s coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b_w mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)
 d mm altezza utile della sezione
 A_c mm² area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n_{bl} numero di barre longitudinali
 \varnothing_{bl} mm diametro delle barre longitudinali
 n_{bw} numero di bracci delle staffe
 \varnothing_{st} mm diametro delle staffe
 s_{st} mm passo delle staffe
 α ° inclinazione delle staffe ($\alpha=90^\circ$ per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N_{Ed} KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
 V_{Ed} KN taglio di calcolo
 N_{Rd} 21307.7 KN sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
 $ctg\theta$ 2.48 (il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Sì
 No

τ N/mm² tensione tangenziale corda baricentrica
 σ_1 N/mm² tensione principale di trazione sulla corda baricentrica
 $ctg\theta_l$ valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V_{Rd} KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
 V_{Rd} KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale
 V_{Rd} KN < V_{Ed} KN

OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Si dispongono staffe $\varnothing 14/10$ per metro di sezione.

6.16.5 Plinto di fondazione

La verifica strutturale del plinto viene di seguito condotta mediante l'ausilio di un modello di trave soggetta a flessione potendo essere identificata come un elemento snello.

La larghezza collaborante è stata valutata tramite una diffusione a 45° rispetto al diametro del palo più sollecitato, quindi fermata in corrispondenza dell'area di influenza del palo immediatamente adiacente.

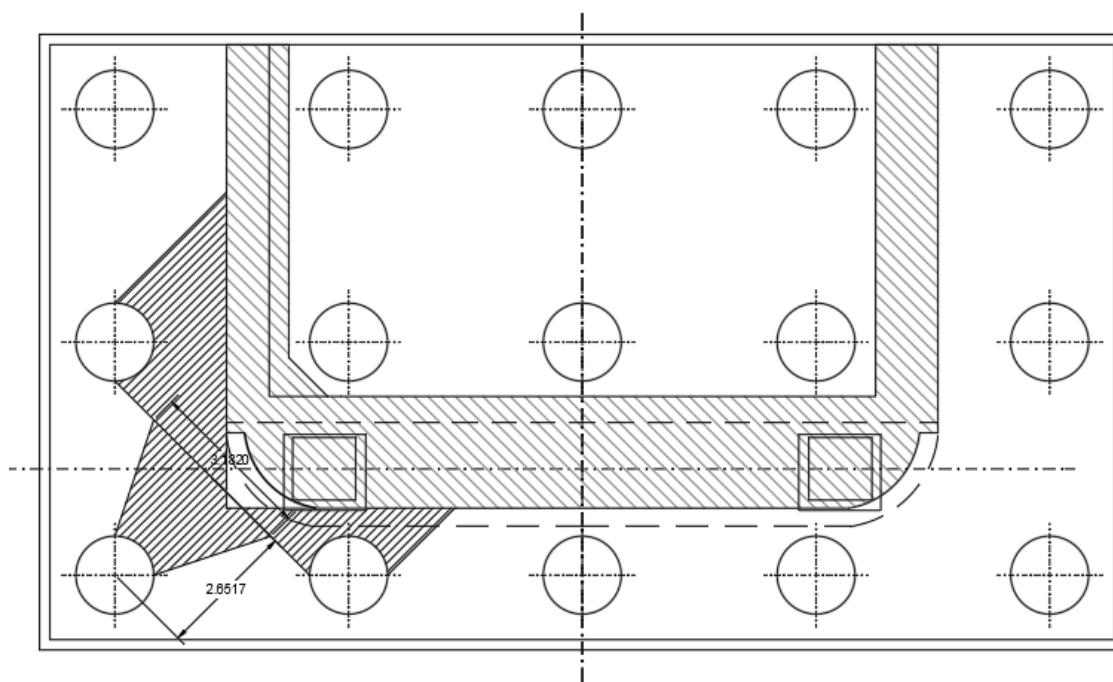


Figura 6-47 – Valutazione mensola di riferimento

Dati di progetto

b	3.20	[m]	dimensione trasversale della sezione di verifica
h	2	[m]	dimensione verticale della sezione di verifica
c	40	[mm]	copriferro al netto delle armature
P_{Ed}	7377	[kN]	carico risultante VERTICALE sulla fascia di dimensione b
H_{Ed}	1235	[kN]	carico risultante ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b

Caratteristiche Materiali

<u>Calcestruzzo</u>	28	35	classe di resistenza calcestruzzo
R_{ck}	35	[MPa]	
f_{ck}	29.05	[MPa]	
γ_c	1.5	[-]	
α_{cc}	0.85	[-]	
f_{cd}	16.46167	[MPa]	
f'_{cd}	8.23	[MPa]	
<u>Acciaio</u>	B 450 C		classe di resistenza barre
f_{yk}	450	[MPa]	
γ_s	1.15	[-]	
f_{yd}	391.30	[MPa]	

Si dispongono, come di seguito specificato, armature $\varnothing 30/10$ in entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, con un doppio strato in corrispondenza dell'intradosso.

Armatura di intradosso

1° strato di armatura

ϕ long	30	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	30	[mm]	diametro barre trasversali
ib	100	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	85	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

2° strato di armatura

ϕ long	30	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	30	[mm]	diametro barre trasversali
ib	200	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	145	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

Armatura di estradosso

1° strato di armatura

ϕ long	30	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	30	[mm]	diametro barre trasversali
ib	100	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	85	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

2° strato di armatura

ϕ long	0	[mm]	diametro barre longitudinali
ϕ trasv	0	[mm]	diametro barre trasversali
ib	0	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	0	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

La mensola precedentemente schematizzata si considera posta a 45° rispetto alla direzioni principali longitudinali e trasversali, con una luce di calcolo pari a 2,65 m è soggetta alle seguenti sollecitazioni:

a 2.65 [m] distanza P da incastro

M 19549.05 [kNm]

V_y 7377 [kN]

V_x 1235 [kN]

6.16.5.1 Verifica a flessione

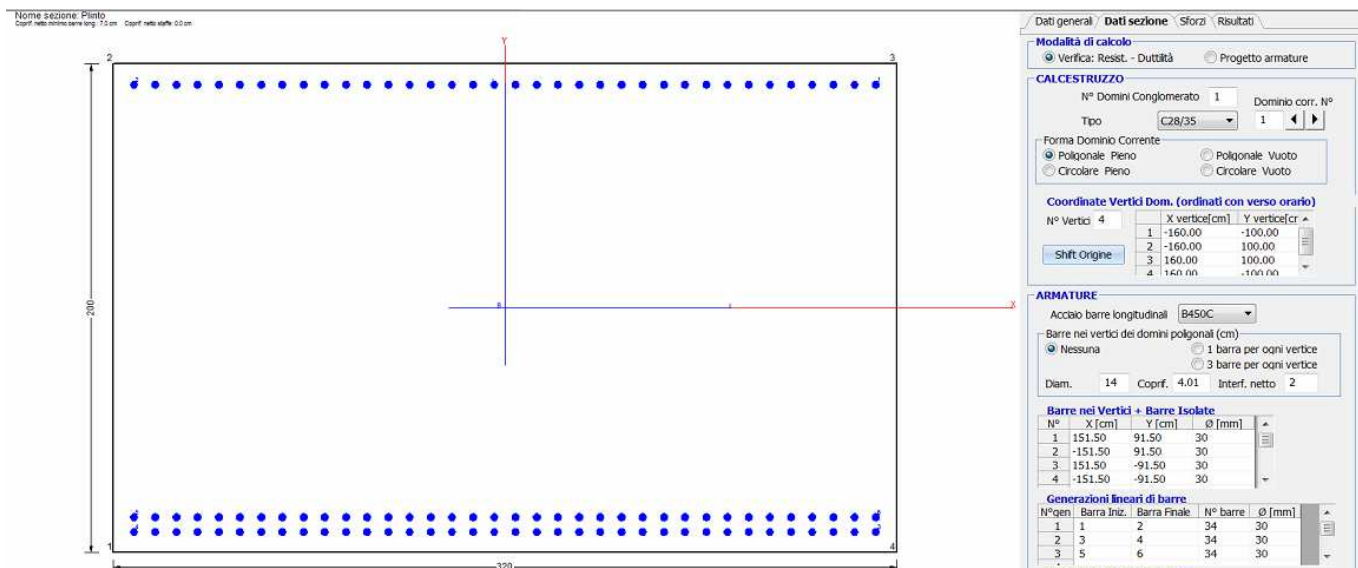


Figura 6-48 - Schematizzazione sezione di calcolo in RC-SEC

Si riporta il tabulato di calcolo della verifica a flessione eseguita con il software RC-SEC.

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	93 di 97

**DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.
 NOME SEZIONE: Plinto**

Descrizione Sezione:
 Metodo di calcolo resistenza: Resistenze agli Stati Limite Ultimi
 Tipologia sezione: Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
 Normativa di riferimento: N.T.C.
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante
 Riferimento Sforzi assegnati: Assi x,y principali d'inerzia
 Riferimento alla sismicit : Zona non sismica

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO - Classe: C28/35
 Resis. compr. di progetto fcd: 15.860 MPa
 Def.unit. max resistenza ec2: 0.0020
 Def.unit. ultima ecu: 0.0035
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo
 Modulo Elastico Normale Ec: 32308.0 MPa
 Resis. media a trazione fctm: 2.760 MPa

ACCIAIO - Tipo: B450C
 Resist. caratt. snervam. fyk: 450.00 MPa
 Resist. caratt. rottura ftk: 450.00 MPa
 Resist. snerv. di progetto fyd: 391.30 MPa
 Resist. ultima di progetto ftd: 391.30 MPa
 Deform. ultima di progetto Epu: 0.068
 Modulo Elastico Ef: 2000000 daN/cm²
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito

CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale
 Classe Conglomerato: C28/35

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-160.0	-100.0
2	-160.0	100.0
3	160.0	100.0
4	160.0	-100.0

DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	151.5	91.5	30
2	-151.5	91.5	30
3	151.5	-91.5	30
4	-151.5	-91.5	30
5	-151.5	-85.5	30
6	151.5	-85.5	30

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

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
 Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	94 di 97

N°Barra Fin.	Numero della barra finale cui si riferisce la generazione
N°Barre	Numero di barre generate equidistanti cui si riferisce la generazione
Ø	Diametro in mm delle barre della generazione

N°Gen.	N°Barra Ini.	N°Barra Fin.	N°Barre	Ø
1	1	2	34	30
2	3	4	34	30
3	5	6	34	30

CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

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

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	19549.05	0.00	0.00	0.00

RISULTATI DEL CALCOLO

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	7.0 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.0 cm

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

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)
Mx	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My	Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
N Res	Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)
Mx Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia
My Res	Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My) Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000
As Tesa	Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	S	0.00	19549.05	0.00	0.00	35688.84	0.00	1.83508.9(128.0)	

METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO

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



RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA
TRATTA PIADENA – MANTOVA

VI02_ Viadotto sul Fiume Oglio
Spalla SPA: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 02 04 001	A	95 di 97

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.127	-160.0	100.0	0.00227	151.5	91.5	-0.02415	151.5	-91.5

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	0.000144398	-0.010939790	0.127	0.700

6.16.5.2 Verifica a taglio

Caratteristiche materiali

Cl _s R _{ck}	<input type="text" value="35"/>	
Cl _s	<input type="text" value="Fessurato (v=0)"/>	condizioni calcestruzzo
Acciaio 1	<input type="text" value="B450"/>	acciaio barre longitudinali
Acciaio 2	<input type="text" value="B450"/>	acciaio armature trasversali
γ _c	<input type="text" value="1.5"/>	coefficiente parziale relativo al calcestruzzo
γ _s	<input type="text" value="1.15"/>	coefficiente parziale relativo all'acciaio

Geometrie sezione

b _w	<input type="text" value="3200"/>	mm	larghezza dell'anima anima resistente (larghezza minima d'anima)
d	<input type="text" value="1915"/>	mm	altezza utile della sezione
A _c	<input type="text" value="6128000"/>	mm ²	area della sezione di calcestruzzo

Caratteristiche armature

n _{bl}	<input type="text" value="72"/>		numero di barre longitudinali
Ø _{bl}	<input type="text" value="30"/>	mm	di diametro delle barre longitudinali
n _{bw}	<input type="text" value="8.00"/>		numero di bracci delle staffe
Ø _{st}	<input type="text" value="12"/>	mm	di diametro delle staffe
S _{st}	<input type="text" value="200"/>	mm	di passo delle staffe
α	<input type="text" value="90"/>	°	di inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

Caratteristiche sollecitazioni

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	KN	di sforzo normale di calcolo (+ per compressione)
V _{Ed}	<input type="text" value="7377"/>	KN	di taglio di calcolo
N _{Rd}	100877.1	KN	di sforzo normale di compressione massimo

Dati traliccio resistente

θ	<input type="text" value="22"/>	°	di inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse
ctgθ	2.48		(il valore deve essere compreso fra 1.0 e 2.5)

Lo sforzo normale agente è "significativo" (vedi par. 4.1.2.1.3.2 NTC)

Sì
 No

τ		N/mm ²	di tensione tangenziale corda baricentrica
σ ₁		N/mm ²	di tensione principale di trazione sulla corda baricentrica
ctgθ _l			di valore limite dell'inclinazione delle bielle

Valore di verifica del taglio resistente

V _{Rd}	<input type="text" value="2811.6"/>	KN	di taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale
V _{Rd}	<input type="text" value="7551.4"/>	KN	di taglio resistente per elemento con armatura trasversale
V _{Rd}	<input type="text" value="2811.6"/>	KN	< V _{Ed} <input type="text" value="7377"/>

OCCORRE ARMARE A TAGLIO

Si dispongono staffe 8b Ø12/20 sulla sezione di verifica.

6.17 Incidenze

Le incidenze delle armature relative ai singoli elementi strutturali costituenti la spalla sopra calcolata vengono sintetizzate nella tabella a seguire:

Muro paraghiaia	135 kg/m ³
Muro frontale	95 kg/m ³
Muro andatore	200 kg/m ³
Pali di fondazione	180 kg/m ³
Zattera di fondazione	150 kg/m ³
Baggioli e ritegni	350 kg/m ³

Le incidenze sono mediate sull'intero elemento strutturale considerato.