

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



CUP: J84H17000930009

U.O. OPERE CIVILI E GESTIONE DELLE VARIANTI

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA  
TRATTA PIADENA – MANTOVA

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata

Spalle: 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 1 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	B.D. Geronzi V. Geronzi Data: 18/04/2020 Del. Ing. Angelo Vitozzi Originale depositato nella Provincia di Roma N° A20783 ITALFERR S.p.A.

File: NM2503D09CLVI0104001A

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 diaframmi 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 (FISSA) .....	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

<b>6.8</b>	<b>Spinta statica del terrapieno.....</b>	<b>30</b>
<b>6.9</b>	<b>Sovraccarico sul terrapieno.....</b>	<b>31</b>
<b>6.10</b>	<b>Spinta del sovraccarico permanente condizioni statiche .....</b>	<b>33</b>
<b>6.11</b>	<b>Spinta del sovraccarico accidentale condizioni statiche.....</b>	<b>34</b>
<b>6.12</b>	<b>Azione sismica .....</b>	<b>35</b>
6.12.1	<i>Inquadramento sismico.....</i>	35
6.12.2	<i>Azioni sismiche sulla spalla .....</i>	36
6.12.3	<i>Sovraspinta sismica del terrapieno.....</i>	39
6.12.4	<i>Valori di progetto .....</i>	41
6.12.5	<i>Incremento di spinta indotto dai sovraccarichi accidentale e permanente.....</i>	45
6.12.6	<i>Forze inerziali dovute al sisma.....</i>	46
<b>6.13</b>	<b>Riepilogo risultati.....</b>	<b>47</b>
<b>6.14</b>	<b>Sollecitazioni.....</b>	<b>49</b>
6.14.1	<i>Muro paraghiaia.....</i>	49
6.14.2	<i>Muro frontale.....</i>	50
6.14.3	<i>Muro andatore sinistro.....</i>	51
6.14.4	<i>Plinto di fondazione .....</i>	52
<b>6.15</b>	<b>Verifiche degli elementi strutturali .....</b>	<b>53</b>
6.15.1	<i>Paraghiaia.....</i>	54
6.15.1.1	<i>Verifica a pressoflessione del muro paraghiaia.....</i>	54
6.15.1.2	<i>Verifica a taglio del muro paraghiaia.....</i>	59
6.15.2	<i>Muro frontale.....</i>	60
6.15.2.1	<i>Verifica a pressoflessione del muro frontale.....</i>	60
6.15.2.2	<i>Verifica a taglio del muro frontale.....</i>	65
6.15.3	<i>Muro andatore sinistro.....</i>	66
6.15.3.1	<i>Verifica a pressoflessione del muro andatore sinistro .....</i>	66
6.15.3.2	<i>Verifica a taglio del muro andatore sinistro .....</i>	72
6.15.4	<i>Plinto di fondazione .....</i>	73
<b>6.16</b>	<b>Incidenze .....</b>	<b>77</b>

## 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 dei soli elementi in elevazione (compreso il plinto di fondazione) delle spalle del ponte ferroviario, a doppio binario, *VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata*. A tal fine, è stata presa a riferimento la spalla A (spalla fissa) estendendo i risultanti ottenuti alla spalla B (spalla mobile).

Per il dimensionamento delle fondazioni relative si rimanda al documento di calcolo:

- ✓ NM2503D09RBVI0100001A – *Relazione geotecnica e strutturale fondazioni su pozzo (spalle)*

## 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.*

## 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 diaframmi 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 VI01 – Ponte sul Canale Dugale Tagliata, a doppio binario, è ubicato al km 57+941.855 della Tratta Piadena – Mantova in corrispondenza del Canale Dugale Tagliata ed è costituito da una unica campata isostatica di portata teorica  $L_c=68,25\text{m}$  con impalcato metallico a struttura reticolare.

La spalla A, oggetto di dimensionamento ed afferente all'allineamento con appoggi fissi (cfr. § 1), presenta un muro frontale di altezza spiccato - p.f. pari a 5,78m e di spessore pari a 2,50m, nonché muri di risvolto di spessore pari a 0,82 m. La fondazione è rappresentata da una platea fondata su pozzo costituito da diaframmi.

## 6 ANALISI E VERIFICHE SPALLA A (FISSA)

### 6.1 Generalità

Le spalle presentano una configurazione a paramento di spessore 2.50 m e muri di risvolto per il contenimento del rilevato retrostante di spessore 0.82 m. L'altezza della spalla A (escluso paraghiaia) è pari a 2.15 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 diaframmi collegati in testa da una platea di spessore 2.00 m.

Per le verifiche dei singoli elementi della spalla (diaframmi, 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 diaframmi 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 agli stessi 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 omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Azioni		$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
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 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr2	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
	gr3	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	gr4	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	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  $\Psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

	Azioni	$\Psi_0$	$\Psi_1$	$\Psi_2$
Azioni singole da traffico	Treno di carico LM 71	0,80 <sup>(3)</sup>	<sup>(1)</sup>	0,0
	Treno di carico SW /0	0,80 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno di carico SW/2	0,0 <sup>(3)</sup>	0,80	0,0
	Treno scarico	1,00 <sup>(3)</sup>	-	-
	Centrifuga	<sup>(2) (3)</sup>	<sup>(2)</sup>	<sup>(2)</sup>
	Azione laterale (serpeggio)	1,00 <sup>(3)</sup>	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  $\Psi$  adottati per i carichi che provocano dette azioni.

(3) Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\Psi_0$  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.

		Elemento	A1+M1+R1 sovr centr				A1+M1+R1 sovr non centr			
			Coeff.att	$\gamma$	$\psi$	Coeff.	coeff.att	$\gamma$	$\psi$	Coeff.
			2							
Peso proprio		muro frontale paraghiala frontale muro sinistro bandiera muro sx paraghiala sinistro muro destro bandiera muro dx paraghiala destro platea terr riemp su platea	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
Spinte statiche M1 (k0)	M1	spinta terre su MF	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
	M1	spinta terre su MS	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
	M1	spinta terre su MD	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
Spinte statiche M1 (ka)	M1	spinta terre su MF	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00
	M1	spinta terre su MS	0.00	1.35	1	0.00	0.00	1.35	1	0.00
	M1	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	sovraspinta sismica su MF				0.00				0.00
	M2	sovraspinta sismica su MS				0.00				0.00
	M2	sovraspinta sismica su MD				0.00				0.00
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	M1	spinta oriz sovracc su MF	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50
	M1	spinta oriz sovracc su MS	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50
	M1	spinta oriz 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
Spinte sismiche sovraccarico ballast		spinta oriz sovracc su MF	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		spinta oriz sovracc su MS	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		spinta oriz sovracc su MD	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
inerzie X sovraccarico ballast		spinta oriz sovracc su MF	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		spinta oriz sovracc su MS	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		spinta oriz sovracc su MD	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
Spinte statiche sovraccarico M1	M1	spinta oriz sovracc su MF	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45
	M1	spinta oriz sovracc su MS	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45
	M1	spinta oriz sovracc su MD	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45
	M1	peso sovraccarico su platea	1.00	1.45	1	1.45	1.00	1.45	1	1.45
Spinte sismiche sovraccarico accidentale		spinta oriz sovracc su MF	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		spinta oriz sovracc su MS	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		spinta oriz sovracc su MD	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
inerzie X sovracc accidentale		spinta oriz sovracc su MF	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		spinta oriz sovracc su MS	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		spinta oriz sovracc su MD	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
Inerzia X spalla		muro frontale paraghiala frontale muro sinistro paraghiala sinistro muro destro paraghiala destro platea	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
Inerzia X terre		Ter di riemp inf MF Ter di riemp sup TPF Ter di riemp inf MD Ter di riemp sup TPD Ter di riemp inf MS Ter di riemp sup TPS	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
Inerzia Y spalla		muro frontale paraghiala frontale muro sinistro paraghiala sinistro muro destro paraghiala destro platea	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
Inerzia Y terre		Ter di riemp inf MF Ter di riemp sup TPF Ter di riemp inf MD Ter di riemp sup TPD Ter di riemp inf MS Ter di riemp sup TPS	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
Azioni da impalcato:		permanenti strutturali permanenti non strutturali altre azioni permanenti distorsioni e presollecitazioni Ritiro variazioni termiche viscosità carichi mobili frenatura azione centrifuga serpeggio vento ponte scarico vento ponte carico	1.00	1.35	1	1.35	1.00	1.35	1	1.35
		sisma (direzione x) carichi permanenti	1.00	1.5	1	1.50	1.00	1.5	1	1.50
		sisma (direzione y) 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
		altre azioni variabili (acc. servizio)	0.00	1.5	1	0.00	0.00	1.5	1	0.00
Inerz X perm/acc impalc		inerzia X perman impalc	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		inerzia X sovracc acc da impalc	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
Inerz Y perm/acc impalc		inerzia Y perman impalc	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00
		inerzia Y sovracc acc da impalc	0.00		1	0.00	0.00		1	0.00





Figura 6-2: coefficienti combinazioni SLV

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

	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA – MANTOVA</b>					
<i>VI01_Ponte sul Canale Dugale Tagliata</i> <i>Spalle: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 01 04 001</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>18 di 77</b>

*Figura 6-3: coefficienti combinazioni SLE*

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

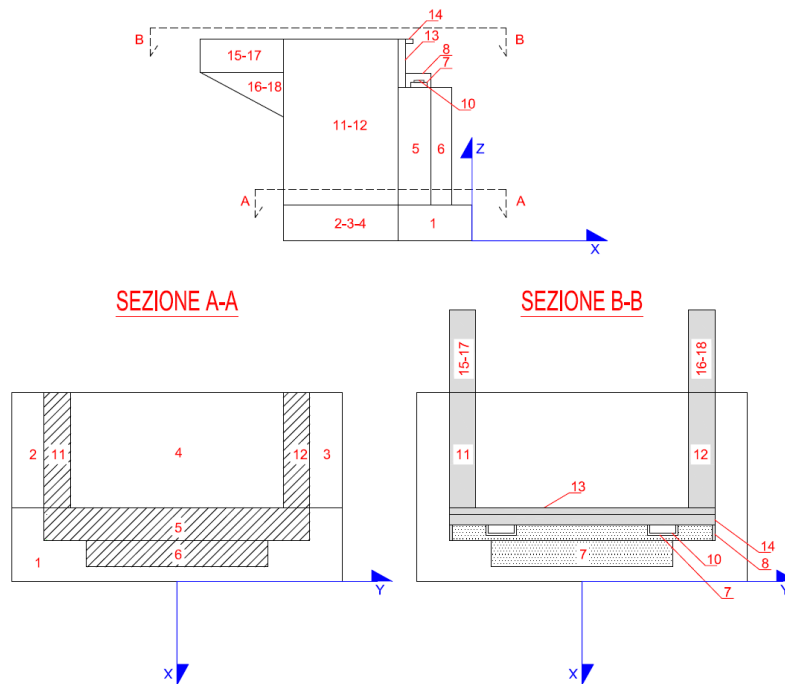


Figura 6-4: Schema qualitativo della geometria della spalla

PESO PROPRIO SPALLA - GEOMETRIA								
ELEMENTO	Descrizione	quantità	LX [m]	LY [m]	LZ [m]	Volume	$\gamma$ [kNm <sup>3</sup> ]	Peso [kN]
1	PORZIONE TRASVERSALE DELLA FONDAZIONE		4.10	13.90	2.00	113.98	25.00	-2849.50
2	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE ( $y < 0$ )		6.80	0.10	2.00	1.36	25.00	-34.00
3	PORZIONE LONGITUDINALE DELLA FONDAZIONE ( $y > 0$ )		6.80	0.10	2.00	1.36	25.00	-34.00
4	COMPLETAMENTO DELLA FONDAZIONE		6.80	13.70	2.00	186.32	25.00	-4658.00
	PESO TOTALE FONDAZIONE							-7575.50
5	MURO FRONTALE		2.50	13.70	2.15	73.64	25.00	-1840.94
6	RINGROSSO MURO FRONTALE (per appoggi)		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
7	BAGGIOLI	2	1.65	1.60	0.55	2.90	25.00	-72.60
8	RITEGNI SISMICI TRASVERSALI		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
9	RITEGNI SISMICI LONGITUDINALI		0.00	0.00	0.00	0.00	25.00	0.00
10	APPARECCHI DI APPOGGIO	2			0.25			
11	MURO ANDATORE ( $Y < 0$ )		6.80	0.82	2.15	11.99	25.00	-299.71
12	MURO ANDATORE ( $Y > 0$ )		6.80	0.82	2.15	11.99	25.00	-299.71
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
<b>TOTALE =</b>								<b>-11393.60</b>

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		
$\phi'$	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	coeff. Parziale di tanf' per la cond. M1	1
$\gamma\phi'$ M2	coeff. Parziale di tanf' per la cond. M2	1.25
$\phi'$ M1	angolo di attrito per la cond. M1	38.00 °
$\phi'$ M2	angolo di attrito per la cond. M2	32.01 °
$\gamma$	peso per unità di volume del terreno	20 kN/m <sup>3</sup>
$\delta$ esercizio M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M1	0.00 °
$\delta$ sismica M1	angolo di attrito terra-muro per le cond. sismiche M1	0.00 °
$\delta$ esercizio M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. Di esercizio M2	0.00 °
$\delta$ sismica M2	angolo di attrito terra-muro per le cond. sismiche M2	0.00 °
<b>H terreno</b>	altezza terreno da estradosso fondazione	5.05 m
$W_{terr}$	peso totale terreno di monte	8282.81 kN
$\beta$	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
<b>H tot</b>	altezza totale di spinta (H terr + H fond)	7.05 m
$c'_t$	coesione del terreno a monte	0 kPa

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

TERRENO A TERGO	
$\phi'$	38 °
$\tan(\phi')$	0.781
$\gamma\phi'$ M1	1
$\gamma\phi'$ M2	1.25
$\phi'$ M1	38.00 °
$\phi'$ M2	32.01 °
$\gamma$	20 kN/m <sup>3</sup>
$\delta$ exerc M1	0.00 °
$\delta$ sism M1	0.00 °
$\delta$ exerc M2	0.00 °
$\delta$ sism M2	0.00 °
<b>H terreno</b>	5.05 m
$W_{terr}$	8282.81 kN
$\beta$	0 °
$i$	0 °
$K_0$ M1	0.384
$K_0$ M2	0.470
$K_a$ M1	0.238
$K_a$ M2	0.307
<b>H tot</b>	5.05 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  $25 \text{ kN/m}^3$ .

N. binari		2	[-]
Lunghezza	L	70	[m]
Luce di calcolo	Lc	68.25	[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	2502.50	[kN]
Reazione appoggio G2	Ri	2870.00	[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	5005	2.75	0.00	4.95	-	-	-
g2	permanenti non strutturali	0	0	5740	2.75	0.00	4.95	-	-	-
g3	altre azioni permanenti	0	0	0	2.75	0.00	4.95	-	-	-
e1	distorsioni e presollecitazioni	0	0	0	2.75	0.00	4.95	-	-	-
e2	Ritiro	0	0	0	2.75	0.00	4.95	-	-	-
e3	variazioni termiche	0	0	0	2.75	0.00	4.95	-	-	-
e4	viscosità	0	0	0	2.75	0.00	4.95	-	-	-
q1-q2 - carichi mobili	Treno per max lo sforzo normale	0	0	8223.4	2.75	0.00	4.95	3029.85	736.08	0.00
q3	frenatura/avviamento	1750	0	0	2.75	0.00	4.95	0.00	0.00	0.00
q4	azione centrifuga	0	377	0	2.75	0.00	4.95	2034.74	0.00	0.00
	serpeggio	0	110	0	2.75	0.00	4.95	406.23	0.00	0.00
q5s	vento ponte scarico	0	410.78	0	2.75	0.00	4.95	2790.44	0.00	0.00
q5	vento ponte carico	0	420.42	0	2.75	0.00	4.95	2906.34	0.00	0.00
q6	sisma (direzione y) carichi permanenti + 0.2*traffico	0	1679	0	2.75	0.00	4.95	3844.72	0.00	0.00
q6	sisma (direzione x) carichi permanenti + 0.2*traffico	3358.61	0	0	2.75	0.00	4.95	0.00	0.00	0.00
q6	sisma (direzione z) carichi permanenti + 0.2*traffico	0	0	840	2.75	0.00	4.95	0.00	0.00	0.00
q7	resistenze parassite	370	0	0	2.75	0.00	4.95	0.00	0.00	0.00
q7m	attrito carichi mobili	329	0	0	2.75	0.00	4.95	0.00	0.00	0.00
q8	azione laterale	0	0	0	2.75	0.00	4.95	0.00	0.00	0.00
q9	altre azioni variabili (acc. servizio)	0	0	0	2.75	0.00	4.95	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 pino 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	<b>as</b>	31	31	[m slm]
Zona	<b>Z</b>	1	1	[-]
Velocità di base di riferimento	<b>Vb,0</b>	25	25	[m/s]
Parametro di quota	<b>a0</b>	1000	1000	[m]
Parametro adimensionale	<b>ks</b>	0.4	0.4	[1/s]
Coefficiente di altitudine	<b>ca</b>	1	1	[-]
Tempo di ritorno	<b>Tr</b>	75	75	[anni]
Velocità di riferimento	<b>Vb</b>	25	25	[m/s]
Parametri	<b>cR</b>	1.02	1.02	[-]
Velocità di riferimento	<b>Vb(TR)</b>	25.59	25.59	[m/s]
Densità dell'aria	<b>ρ</b>	1.25	1.25	[kg/m <sup>3</sup> ]
Pressione cinetica di riferimento	<b>qb</b>	0.41	0.41	[kN/m <sup>2</sup> ]
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

<b>Vento su impalcato</b>				
Parametri	<b>kr</b>	<b>0.19</b>	<b>0.19</b>	[-]
Parametri	<b>z0</b>	<b>0.05</b>	<b>0.05</b>	[-]
Parametri	<b>zmin</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	[-]
Altezza piano appoggi	<b>zapp</b>	<b>2.95</b>	<b>2.95</b>	[m]
Altezza di riferimento per l'impalcato	<b>z</b>	<b>6.41</b>	<b>6.35</b>	[m]
Coefficiente di topografia	<b>ct</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	[-]
Coefficiente di esposizione	<b>ce (z)</b>	<b>2.08</b>	<b>2.07</b>	[-]
Larghezza impalcato	<b>b</b>	<b>13.7</b>	<b>13.7</b>	[m]
Altezza impalcato	<b>hi</b>	<b>1.91</b>	<b>1.91</b>	[m]
Altezza armamento	<b>ha</b>	<b>0.88</b>	<b>0.88</b>	[m]
Altezza barriere	<b>hb</b>	<b>5</b>	<b>5</b>	[m]
Altezza treno	<b>ht</b>	<b>4</b>	<b>4</b>	[m]
Altezza totale impalcato (comprese le barriere o treno)	<b>dtot</b>	<b>6.91</b>	<b>6.79</b>	[m]
Rapporto di forma	<b>b/dtot</b>	<b>1.98</b>	<b>2.02</b>	[-]
Coefficiente di forza (fig. 8.3 EC)	<b>cfx</b>	<b>2.05</b>	<b>2.04</b>	[-]

Pressione cinetica di riferimento	<b>qb</b>	<b>0.41</b>	<b>0.41</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]
Coefficiente di esposizione	<b>ce</b>	<b>2.08</b>	<b>2.07</b>	[-]
Coefficiente di forza	<b>cfx</b>	<b>2.045</b>	<b>2.039</b>	[-]
Altezza di riferimento (EC 8.3.1 (4),(5))	<b>d</b>	<b>6.91</b>	<b>6.79</b>	[m]
Forza statica equivalente a m/l	<b>f</b>	<b>12.01</b>	<b>11.74</b>	[kN/m]
Pressione statica equivalente	<b>p</b>	<b>1.74</b>	<b>1.73</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]
Pressione statica equivalente (minima considerata)	<b>pmin</b>	<b>1.5</b>	<b>1.5</b>	[kN/m <sup>2</sup> ]

<b>Vento impalcato a ponte carico</b>				
Forza statica equivalente	<b>f</b>	<b>12.01</b>	<b>12.01</b>	[kN/m]
Luce impalcato	<b>L</b>	<b>70.00</b>	<b>70.00</b>	[m]
Forza trasversale al piano appoggi	<b>FT</b>	<b>420.42</b>	<b>420.42</b>	[kN]
Momento trasversale al piano appoggi	<b>Mx</b>	<b>2906.34</b>	<b>2906.34</b>	[kNm]

<b>Vento impalcato a ponte scarico</b>				
Forza statica equivalente	<b>f</b>	<b>11.74</b>	<b>11.74</b>	[kN/m]
Luce impalcato	<b>L</b>	<b>70.00</b>	<b>70.00</b>	[m]
Forza trasversale al piano appoggi	<b>FT</b>	<b>410.78</b>	<b>410.78</b>	[kN]
Momento trasversale al piano appoggi	<b>Mx</b>	<b>2790.44</b>	<b>2790.44</b>	[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.

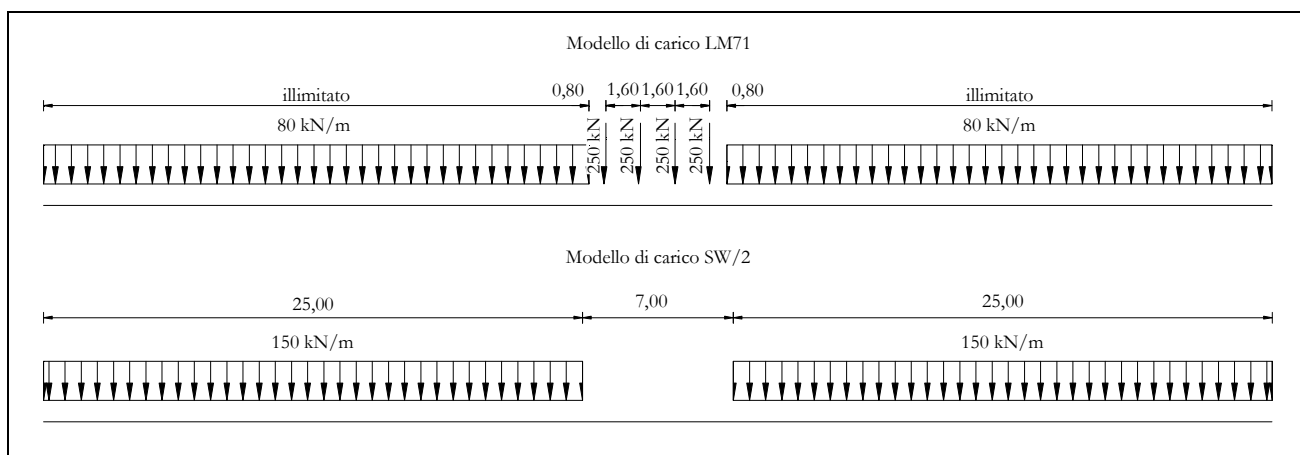
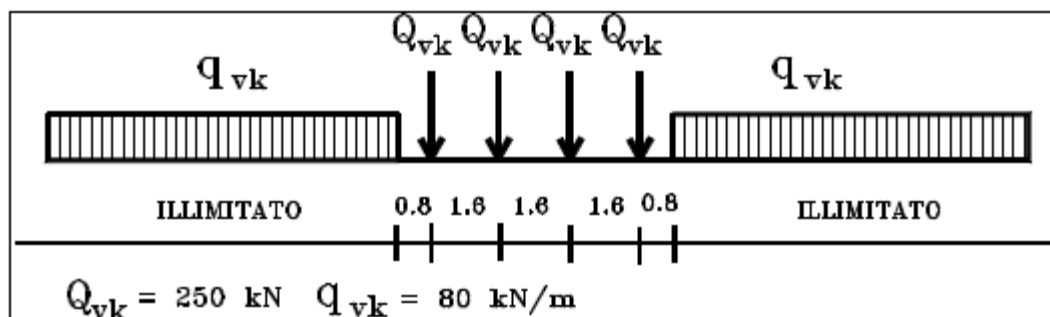


Figura 6-11 - Modelli di carico teorici

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:

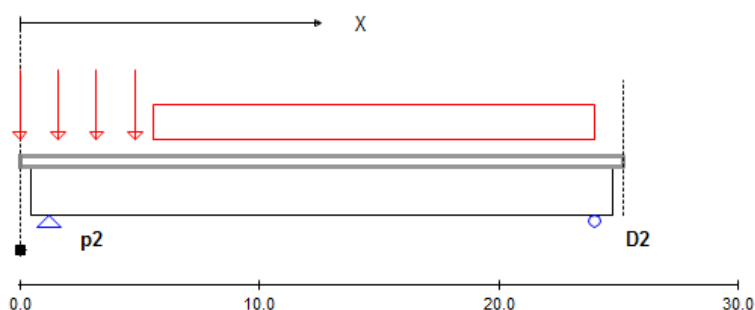
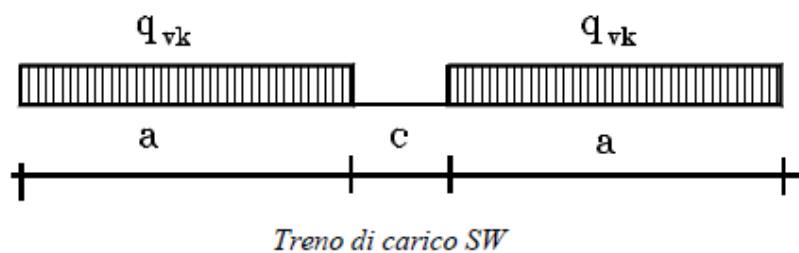


Figura 6-12 - Treno di carico LM 71: massimizzazione carico verticale sulla spalla

#### 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:

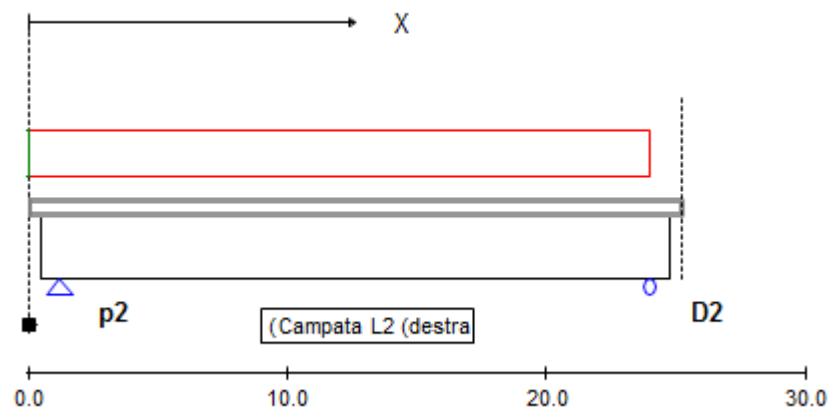


Figura 6-13 - Treno di carico SW/2: massimizzazione carico verticale sulla spalla

	<b>N</b>	<b>Mlong</b>	<b>Mtrasv</b>
	kN	kN/m	kN/m
COMBO N	8223	736	3030
COMBO ML	7667	797	4088
COMBO MT	6869	1063	14425

I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico devono essere moltiplicati per il coefficiente  $\alpha$  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 $\alpha$
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  $\Phi$  si assumono pari a  $\Phi_2$  o  $\Phi_3$  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  $\alpha$  ma non per il coefficiente di amplificazione dinamica e si applicherà sia in rettilo che in curva.

SERPEGGIO	FT [kN]	100
	$\alpha$	FT* $\alpha$ [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  $\alpha$  e non devono essere moltiplicati per  $\Phi$ .

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 stesse. Dette forze sono da considerarsi uniformemente distribuite su una lunghezza di binario L determinata per ottenere l'effetto più gravoso sull'elemento strutturale considerato.

<b>FRENATURA</b>	<b>L [m]</b>	25	
	<b>[kN/m]</b>	<b>L<sub>calc</sub> [m]</b>	<b>Q<sub>lb,k</sub> [kN]</b>
<b>TRENO LM 71</b>	20	70	<b>1540</b>
<b>TRENO SW/0</b>	20	35.3	<b>776.6</b>
<b>TRENO SW/2</b>	35	50	<b>1750</b>

<b>AVVIAMENTO</b>	<b>L [m]</b>	25
	<b>[kN/m]</b>	33
	<b>L<sub>calc</sub> [m]</b>	<b>Q<sub>la,k</sub> [kN]</b>
<b>TRENO LM 71</b>	70	<b>1000</b>
<b>TRENO SW/0</b>	35.3	<b>1000</b>
<b>TRENO SW/2</b>	50	<b>1000</b>

### 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])

<b>CENTRIFUGA</b>	<b>V [km/h]</b>	125	<b>v [m/s]</b>	34.72
			<b>f</b>	0.97

<b>Lf [m]</b>	68.25
<b>r [m]</b>	1200

<b>CENTRIFUGA</b>	$\alpha$	<b>Qvk [kN]</b>	<b>qvk [kN/m]</b>	<b>Qtk [kN]</b>	<b>qtk [kN/m]</b>
-------------------	----------	-----------------	-------------------	-----------------	-------------------

<b>TRENO LM 71 -a</b>	1	250.00	80.00	24.79	7.93
<b>TRENO SW/0</b>	1.1				
<b>TRENO SW/2</b>	1		150.00		9.84

<b>F [kN]</b>	<b>M trasv [kNm]</b>
377.29	2034.74

## 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  $\gamma$ , 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).

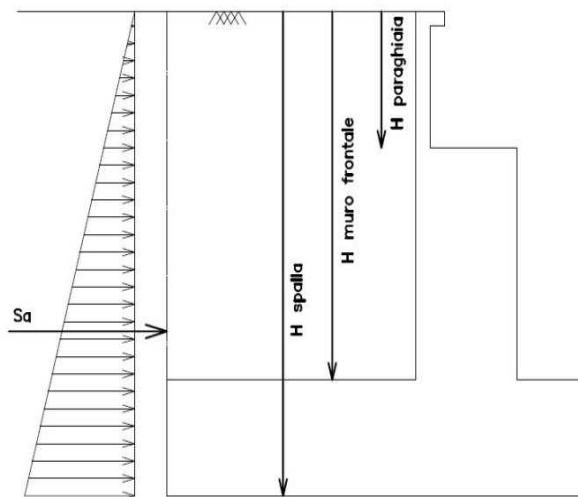


Figura 6-14: schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al terreno di rinterro

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

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

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

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

	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA – MANTOVA</b>					
	<i>VI01_Ponte sul Canale Dugale Tagliata</i> <i>Spalle: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 01 04 001</b>	REV. <b>A</b>

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	2617.05 kN	1619.80 kN
	<b>componente orizzontale</b>	<b>2617.05 kN</b>	<b>1619.80 kN</b>
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
spinta del terreno soprafalda in condizione M2	<b>componente orizzontale</b>	<b>3200.23 kN</b>	<b>2091.63 kN</b>
	<b>componente orizzontale</b>	<b>3200.23 kN</b>	<b>2091.63 kN</b>
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	666.51 kN	412.53 kN
	<b>componente orizzontale</b>	<b>666.51 kN</b>	<b>412.53 kN</b>
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
spinta del terreno soprafalda in condizione M2	<b>componente orizzontale</b>	<b>815.03 kN</b>	<b>532.69 kN</b>
	<b>componente orizzontale</b>	<b>815.03 kN</b>	<b>532.69 kN</b>
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	spinta del terreno soprafalda in condizione M1	666.51 kN	412.53 kN
	<b>componente orizzontale</b>	<b>666.51 kN</b>	<b>412.53 kN</b>
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
spinta del terreno soprafalda in condizione M2	<b>componente orizzontale</b>	<b>815.03 kN</b>	<b>532.69 kN</b>
	<b>componente orizzontale</b>	<b>815.03 kN</b>	<b>532.69 kN</b>
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN

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

## 6.9 Sovraccarico sul terrapieno

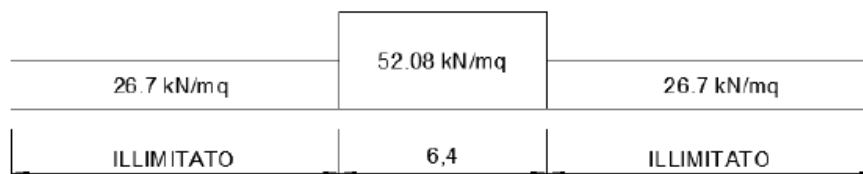
Nell'analisi delle azioni è stato inoltre considerato il contributo, in termini di sovraccarico verticale in fondazione e di spinta, del sovraccarico accidentale eventualmente presente a tergo spalla.

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

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

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:



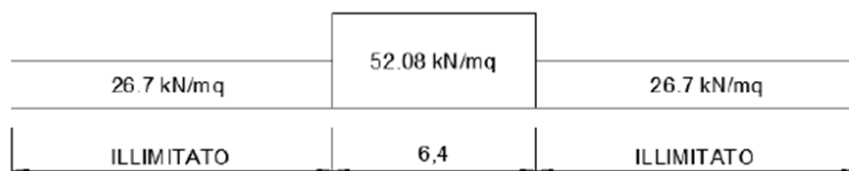
A tali carichi si deve applicare il coefficiente  $\alpha$  relativo alle categorie S.T.I. come indicato nella tabella 11 di seguito riportata:

**Tabella 11**

**Fattore alfa ( $\alpha$ ) per la progettazione di strutture nuove**

Tipo di traffico	Valore minimo del fattore alfa ( $\alpha$ )
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  $\alpha$  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  $\alpha$  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  $H/2$ .

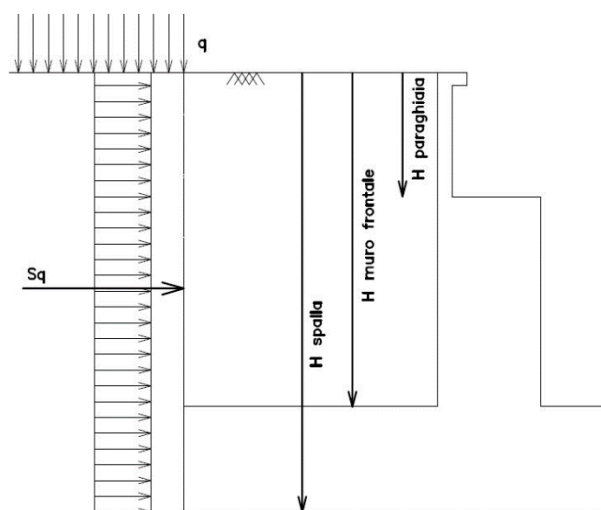


Figura 6-16: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

SPINTE SOVRACCARICHI PERMANENTI BALLAST		cond con $K_0$	cond con $K_a$
MURO FRONTALE (MF)	sovraccarico ballast	15.00 kNm <sup>2</sup>	15.00 kNm <sup>2</sup>
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	247.47 kN	153.17 kN
	componente orizzontale	247.47 kN	153.17 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	302.61 kN	197.78 kN
	componente orizzontale	302.61 kN	197.78 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	197.97 kN	122.53 kN
	componente orizzontale	197.97 kN	122.53 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	242.09 kN	158.23 kN
	componente orizzontale	242.09 kN	158.23 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M1	197.97 kN	122.53 kN
	componente orizzontale	197.97 kN	122.53 kN
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico ballast M2	242.09 kN	158.23 kN
	componente orizzontale	242.09 kN	158.23 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/m<sup>2</sup> 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  $H/2$ .

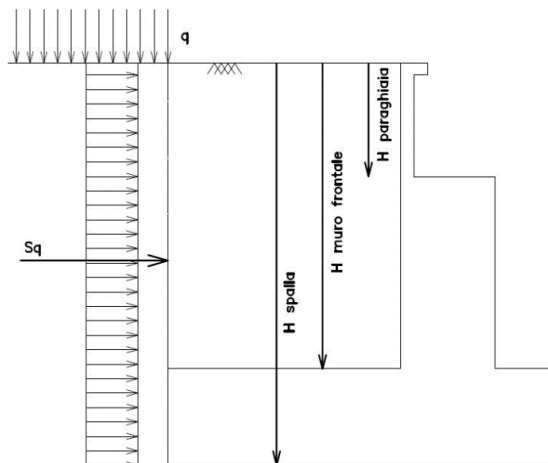


Figura 6-18: Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA – MANTOVA</b>					
	VI01_Ponte sul Canale Dugale Tagliata Spalle: Relazione di calcolo	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 01 04 001</b>	REV. <b>A</b>

SPINTE SOVRACCARICHI ACCIDENTALI		cond con K <sub>0</sub>	cond con K <sub>a</sub>
MURO FRONTALE (MF)	sovraccarico accidentale q	<b>53.00</b> kNm <sup>2</sup>	<b>53.00</b> kNm <sup>2</sup>
	spinta dovuta al sovraccarico acc M1	617.21 kN	382.02 kN
	componente orizzontale	<b>617.21 kN</b>	<b>382.02 kN</b>
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
MURO ANDATORE SINISTRA (MS)	spinta dovuta al sovraccarico acc M2	754.75 kN	493.29 kN
	componente orizzontale	<b>754.75 kN</b>	<b>493.29 kN</b>
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M1	699.50 kN	432.95 kN
MURO ANDATORE DESTRA (MD)	componente orizzontale	<b>699.50 kN</b>	<b>432.95 kN</b>
	componente verticale	0.00 kN	0.00 kN
	spinta dovuta al sovraccarico acc M2	855.38 kN	559.07 kN
	componente orizzontale	<b>855.38 kN</b>	<b>559.07 kN</b>
	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.

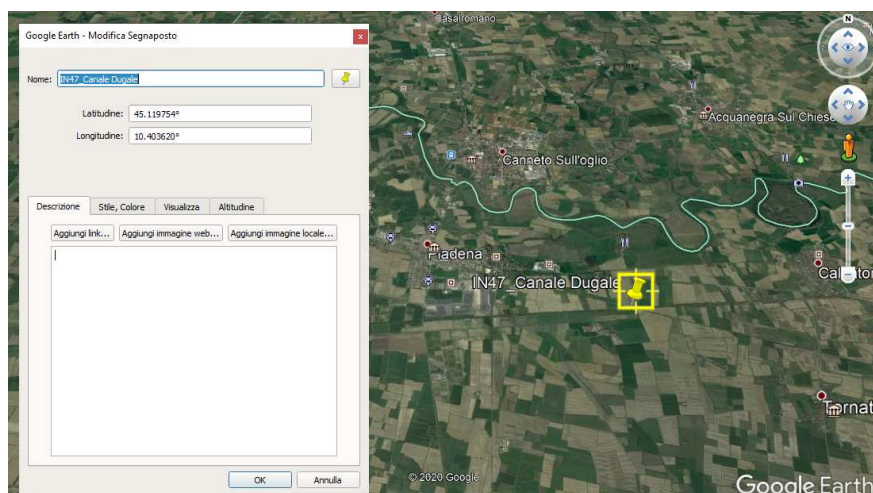


Figura 6-20 - Individuazione coordinate geografiche dell'opera

	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA – MANTOVA</b>					
<i>VI01_Ponte sul Canale Dugale Tagliata</i> <i>Spalle: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 01 04 001</b>	REV. <b>A</b>	FOGLIO <b>36 di 77</b>

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: 10.40362

Latitudine: 45.119754

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  $\beta_m$  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  $\beta_m$  assume valore unitario.

Con riferimento al valore da assegnare al coefficiente  $\beta_m$ , 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/diaframmi, si porrà comunque  $\beta_m=1$ .

SPINTE DEL TERRENO IN CONDIZIONE SISMICA - INERZIE		
$F_0$	categoria del sottosuolo	C
$a_g$	fattore per l'amplif. spettrale mass su sito di rif rigido	2.652
$S_s$	accelerazione orizz mass attesa su sito di rif rigido	0.886 m/s <sup>2</sup>
$S_T$	coeff per l'effetto dell'amplif stratigrafica	1.500
$S$	coeff per l'effetto dell'amplif topografica	1
$\beta_m$	fattore della categoria del suolo	1.500
$amax$	coeff di riduzione dell'acc max attesa al sito	1
$2 \beta_m$	acc orizz mass attesa al sito	1.329 m/s <sup>2</sup>
$k_h$	coeffic maggiorativo della $\beta_m$	1.00
$k_v$	coeff sismico orizzontale	0.136
$\psi$	coeff sismico verticale	0.068
$\beta$	ang. Di incl. Rispetto all'orizz del param. Del muro	90 °
$\theta$	ang. Di incl. Rispetto all'orizz della superf del terrapieno	0 °
$\theta$	angolo sopra falda	8.27 °
$\phi - \theta$		23.73 °
$k_a (\beta \leq \phi - \theta)$	coeff. Di spinta attiva del terreno se $\beta \leq \phi - \theta$	0.318
$k_a (\beta > \phi - \theta)$	coeff. Di spinta attiva del terreno se $\beta > \phi - \theta$	0.770
$k_{AE}$	coeff. Di spinta attiva (soluzione di Mononobe-Okabe)	<b>0.318</b>
$E_d$	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Frontale MF	2020.41 kN
$E_d$ orizz	componente orizzontale	<b>2020.41 kN</b>
$E_d$ vert	componente verticale	0.00 kN
$\Delta SH$	sovraspinta sismica orizzontale	400.61 kN
$E_d$	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Sx MS	551.96 kN
$E_d$ orizz	componente orizzontale	<b>551.96 kN</b>
$E_d$ vert	componente verticale	0.00 kN
$\Delta SH$	sovraspinta sismica orizzontale	102.03 kN
$E_d$	spinta attiva di calcolo del terreno per il Muro Andatore Dx MD	551.96 kN
$E_d$ orizz	componente orizzontale	<b>551.96 kN</b>
$E_d$ vert	componente verticale	0.00 kN
$\Delta SH$	sovraspinta sismica orizzontale	102.03 kN

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

### 6.12.3 Sovrappinta sismica del terrapieno

In assenza di uno studio più dettagliato che prenda in considerazione la rigidità relativa, il tipo di movimento e la massa dell'opera di sostegno, si assume che la forza dovuta alla spinta dinamica del terreno sia valutata con la teoria di Wood ed agisca con un'inclinazione rispetto alla normale al muro uguale a zero:

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

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

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

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

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

Calcolo sovraspinta sismica	Wood
	$\Delta E, k_0$
sovraspinta del terreno per il Muro Frontale MF	1845.86
componente orizzontale	1845.86
componente verticale	0.00
sovraspinta del terreno per il Muro Andatore Sx MS	470.10
componente orizzontale	470.10
componente verticale	0.00
sovraspinta del terreno per il Muro Andatore Dx MD	470.10
componente orizzontale	470.10
componente verticale	0.00



	<b>RADDOPPIO LINEA CODOGNO – CREMONA – MANTOVA</b> <b>TRATTA PIADENA – MANTOVA</b>					
	<i>VI01_Ponte sul Canale Dugale Tagliata</i> <i>Spalle: Relazione di calcolo</i>	COMMESSA <b>NM25</b>	LOTTO <b>03</b>	CODIFICA <b>D 09 CL</b>	DOCUMENTO <b>VI 01 04 001</b>	REV. <b>A</b>

### 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:



**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate    LONGITUDINE: 10.40362    LATITUDINE: 45.11975

Ricerca per comune    REGIONE: Veneto    PROVINCIA: Venezia    COMUNE: Venezia

Elaborazioni grafiche:  
 Grafici spettri di risposta  
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche:  
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

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

Interpolazione:  
 superficie rigata

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

INTRO    **FASE 1**    FASE 2    FASE 3

Figura 6-22 - Definizione dell'azione sismica, Fase 1

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

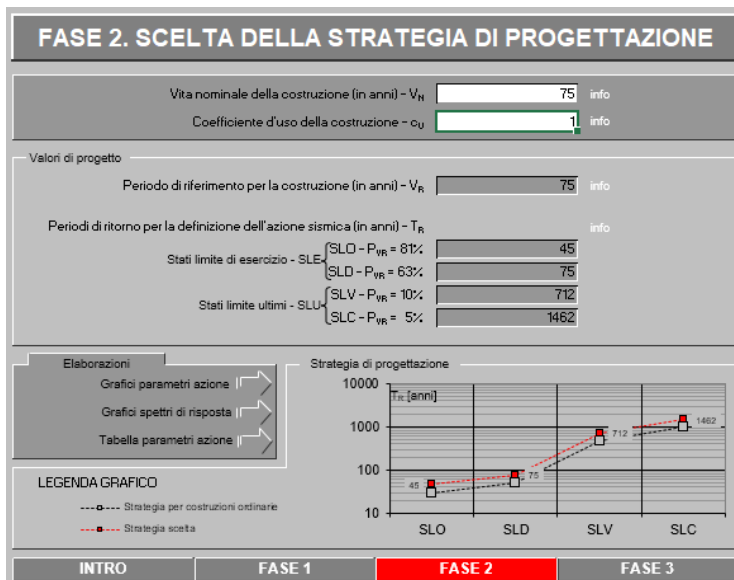


Figura 6-23 - Definizione dell'azione sismica, Fase 2

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.

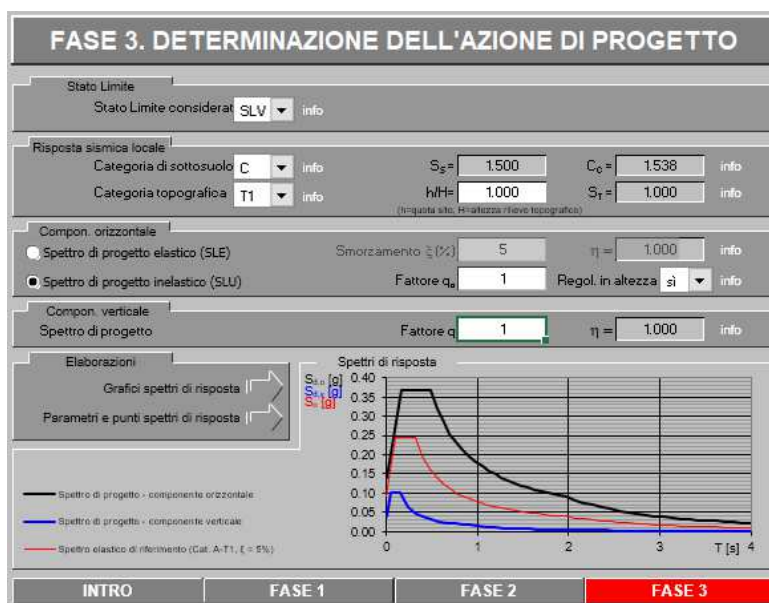
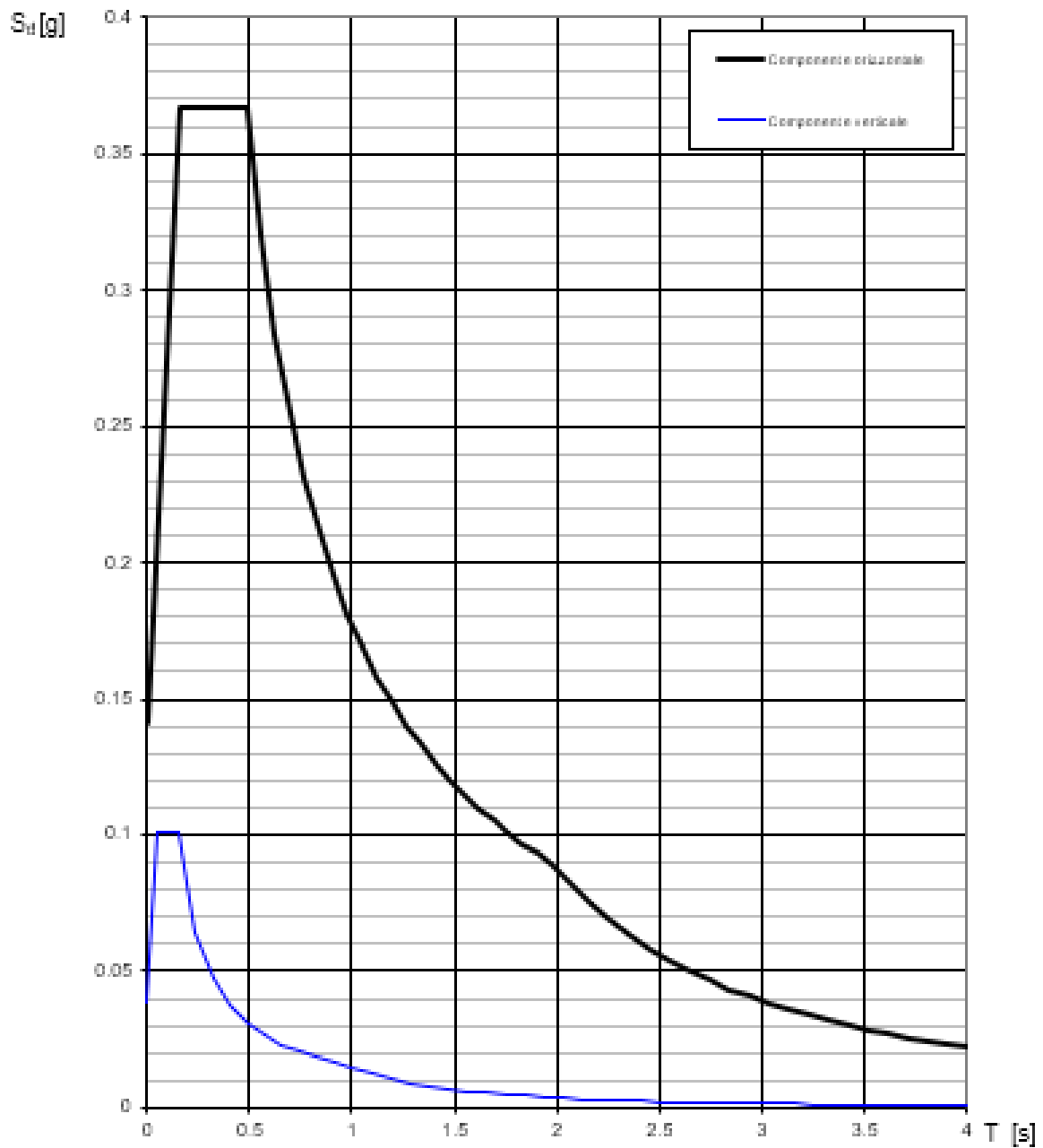


Figura 6-24 - Definizione dell'azione sismica, Fase 3

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



### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limiSLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.090 g
$F_a$	2.652
$T_c$	0.319 s
$S_s$	1.500
$C_c$	1.530
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.163 s
$T_C$	0.489 s
$T_D$	1.961 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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  $\eta$  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	0.135
$T_B$	0.163	0.359
$T_C$	0.489	0.359
	0.559	0.314
	0.629	0.279
	0.699	0.251
	0.769	0.228
	0.839	0.209
	0.909	0.193
	0.980	0.179
	1.050	0.167
	1.120	0.157
	1.190	0.148
	1.260	0.139
	1.330	0.132
	1.400	0.125
	1.470	0.119
	1.541	0.114
	1.611	0.109
	1.681	0.104
	1.751	0.100
	1.821	0.096
	1.891	0.093
$T_D$	1.961	0.090
	2.058	0.081
	2.155	0.074
	2.253	0.068
	2.350	0.062
	2.447	0.058
	2.544	0.053
	2.641	0.049
	2.738	0.046
	2.835	0.043
	2.932	0.040
	3.029	0.038
	3.126	0.035
	3.223	0.033
	3.320	0.031
	3.418	0.029
	3.515	0.028
	3.612	0.026
	3.709	0.025
	3.806	0.024
	3.903	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 Wood  $S_q = k_h * q * H$ , fornisce i seguenti risultati:

spinta sismica del sovraccarico accidentale MF	0.00 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
spinta sismica del sovraccarico accidentale MS	0.00 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
spinta sismica del sovraccarico accidentale MD	0.00 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico accidentale	0.00 kN
sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MF (Wood)	303.87 kN
sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MS (Wood)	246.69 kN
sovraspinta sismica orizzontale sovraccarico acc. MD (Wood)	246.69 kN
forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MF	293.09 kN
forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MS	293.09 kN
forza d'inerzia del sovraccarico accidentale MD	293.09 kN
spinta sismica del sovraccarico ballast MF	0.00 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	0.00 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
spinta sismica del sovraccarico ballast MS	0.00 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	0.00 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
spinta sismica del sovraccarico ballast MD	0.00 kN
spinta sismica orizzontale del sovraccarico ballast	0.00 kN
spinta sismica verticale del sovraccarico ballast	0.00 kN
sovraspinta sismica orizzontale ballast MF (Wood)	121.83 kN
sovraspinta sismica orizzontale ballast MS (Wood)	69.82 kN
sovraspinta sismica orizzontale ballast MD (Wood)	69.82 kN
forza d'inerzia del sovraccarico ballast MF	117.51 kN
forza d'inerzia del sovraccarico ballast MS	117.51 kN
forza d'inerzia del sovraccarico ballast MD	117.51 kN

Figura 6-25: calcolo incremento di spinta in condizioni sismiche

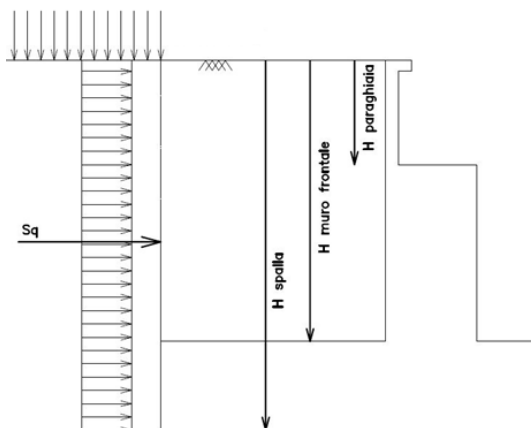


Figura 6-26 - Schema per il calcolo degli effetti della spinta dovuta al sovraccarico accidentale

### 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  $\beta_m$  è stato considerato unitario, non essendo la spalla libera di traslare rispetto al terreno.

$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro frontale	477.96 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro frontale	238.98 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro parag front	644.69 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro parag front	322.35 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro laterale sx	477.96 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro laterale sx	238.98 kN
$F_{h,terr} = k_h \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia orizz del terreno sul muro paragh laterale sx	644.69 kN
$F_{v,terr} = k_v \cdot W_{terr}$	forza d'inerzia vert del terreno sul muro paragh laterale sx	322.35 kN
$F_{h,mtest} = k_h \cdot W_{mtest}$	forza d'inerzia orizz del muro frontale	259.36 kN
$F_{v,mtest} = k_v \cdot W_{mtest}$	forza d'inerzia vert del muro frontale	129.68 kN
$F_{h,prg} = k_h \cdot W_{prg}$	forza d'inerzia orizz del paraghiaia	67.31 kN
$F_{v,prg} = k_v \cdot W_{prg}$	forza d'inerzia vert del paraghiaia	33.66 kN
$F_{h,Ma} = k_h \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia orizz del muro andatore ( $y < 0$ )	40.62 kN
$F_{v,Ma} = k_v \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia vert del muro andatore ( $y < 0$ )	20.31 kN
$F_{h,Ma} = k_h \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia orizz del muro andatore ( $y > 0$ )	40.62 kN
$F_{v,Ma} = k_v \cdot W_{Ma}$	forza d'inerzia vert del muro andatore ( $y > 0$ )	20.31 kN
$F_{h,Map} = k_h \cdot W_{map}$	forza d'inerzia orizz del muro paraghiaia andatore ( $y < 0$ )	54.79 kN
$F_{v,Map} = k_v \cdot W_{map}$	forza d'inerzia vert del muro paraghiaia andatore ( $y < 0$ )	27.40 kN
$F_{h,Map} = k_h \cdot W_{map}$	forza d'inerzia orizz del muro paraghiaia andatore ( $y > 0$ )	54.79 kN
$F_{v,Map} = k_v \cdot W_{map}$	forza d'inerzia vert del muro paraghiaia andatore ( $y > 0$ )	27.40 kN
$F_{h,fond} = k_h \cdot W_{fond}$	forza d'inerzia orizz della fondazione della spalla	1026.79 kN
$F_{v,fond} = k_v \cdot W_{fond}$	forza d'inerzia vert della fondazione della spalla	513.39 kN

Figura 6-27: 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 Riepilogo risultati

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

Carico	Elemento						
		F <sub>y</sub> (KN)	-F <sub>x</sub> (KN)	F <sub>z</sub> (KN)	x (m)	y (m)	z (m)
Peso proprio	muro frontale	0	0	-1914	2.60	0.00	3.08
	paraghaia frontale	0	0	-497	1.60	0.00	5.60
	muro sinistro	0	0	-300	-2.05	-6.44	3.08
	bandiera muro sx	0	0	0	0.00	0.00	0.00
	paraghaia sinistro	0	0	-404	-2.05	-6.44	5.60
	muro destro	0	0	-300	-2.05	6.44	3.08
	bandiera muro dx	0	0	0	0.00	0.00	0.00
	paraghaia destro	0	0	-404	-2.05	6.44	5.60
	platea	0	0	-7576	0.00	0.00	1.00
	terr riemp su platea	0	0	-8283	-2.05	0.00	4.53
Spinte statiche M1 (k0)	spinta terre su MF	0	-2617	0	-2.05	0.00	2.35
	spinta terre su MS	667	0	0	-2.05	-6.03	3.68
	spinta terre su MD	-667	0	0	-2.05	6.03	3.68
Spinte statiche M1 (ka)	spinta terre su MF	0	-1620	0	-2.05	0.00	2.35
	spinta terre su MS	413	0	0	-2.05	-6.03	3.68
	spinta terre su MD	-413	0	0	-2.05	6.03	3.68
Spinte statiche M2 (k0)	spinta terre su MF	0	-3200	0	-2.05	0.00	2.35
	spinta terre su MS	815	0	0	-2.05	-6.03	3.68
	spinta terre su MD	-815	0	0	-2.05	6.03	3.68
Spinte statiche M2 (ka)	spinta terre su MF	0	-2092	0	-2.05	0.00	2.35
	spinta terre su MS	533	0	0	-2.05	-6.03	3.68
	spinta terre su MD	-533	0	0	-2.05	6.03	3.68
Δ Spinte sismiche Mononobe-Okabe D Spinte sismiche Wood	sovraspinta sismica su MF	0	-1846	0	-2.05	0.00	3.53
	sovraspinta sismica su MS	470.1	0	0	-2.05	-6.03	4.53
	sovraspinta sismica su MD	-470.1	0	0	-2.05	6.03	4.53
Spinte statiche sovraccarico ballast M1	spinta orizz sovra su MF	0	-247	0	-2.05	0.00	3.53
	spinta orizz sovra su MS	198	0	0	-2.05	0.00	4.53
	spinta orizz sovra su MD	-198	0	0	-2.05	0.00	4.53
	peso sovraccarico su platea	0	0	-1397	0.00	0.00	7.05
Spinte statiche sovraccarico ballast M2	spinta orizz sovra su MF	0	-303	0	-2.05	0.00	3.53
	spinta orizz sovra su MS	242	0	0	-2.05	0.00	4.53
	spinta orizz sovra su MD	-242	0	0	-2.05	0.00	4.53
	spinta sovraccarico su platea	0	0	-1397	0.00	0.00	7.05
Spinte sismiche sovraccarico ballast Mononobe-Okabe / Wood	spinta orizz sovra su MF	0	-122	0	-2.05	0.00	3.53
	spinta orizz sovra su MS	70	0	0	-2.05	0.00	4.53
	spinta orizz sovra su MD	-70	0	0	-2.05	0.00	4.53
Inerzie X sovraccarico ballast	spinta orizz sovra su MF	0	-118	0	-2.05	0.00	4.53
	spinta orizz sovra su MS	118	0	0	-2.05	-6.03	4.53
	spinta orizz sovra su MD	-118	0	0	-2.05	6.03	4.53
Spinte statiche sovraccarico M1	spinta orizz sovra su MF	0	-617	0	-2.05	0.00	3.53
	spinta orizz sovra su MS	700	0	0	-2.05	-6.03	4.53
	spinta orizz sovra su MD	-700	0	0	-2.05	6.03	4.53
	peso sovraccarico su platea	0	0	-4937	-2.05	0.00	7.05
Spinte statiche sovraccarico M2	spinta orizz sovra su MF	0	-755	0	-2.05	0.00	3.53
	spinta orizz sovra su MS	855	0	0	-2.05	-6.03	4.53
	spinta orizz sovra su MD	-855	0	0	-2.05	6.03	4.53
	spinta sovraccarico su platea	0	0	-4937	-2.05	0.00	7.05
Spinte sismiche sovraccarico accidentale Mononobe-Okabe / Wood	spinta orizz sovra su MF	0	-304	0	-2.05	0.00	3.53
	spinta orizz sovra su MS	247	0	0	-2.05	-6.03	4.53
	spinta orizz sovra su MD	-247	0	0	-2.05	6.03	4.53

Figura 6-28: riepilogo azioni agenti sulla spalla 1/2

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
 Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	48 di 77

Inerzie X sovraccarico accidentale	spinta orizz. sovracc. su MF	0	-293	0	-2.05	0.00	4.53
	spinta orizz. sovracc. su MS	293	0	0	-2.05	-6.03	4.53
	spinta orizz. sovracc. su MD	-293	0	0	-2.05	6.03	4.53
Inerzia X spalla	muro frontale	0	-259	-130	2.60	0.00	3.08
	paraghiaia frontale	0	-67	-34	1.60	0.00	5.60
	muro sinistro	0	-41	-20	-2.05	0.00	3.08
	paraghiaia sinistro	0	-55	-27	-2.05	0.00	5.60
	muro destro	0	-41	-20	-2.05	0.00	3.08
	paraghiaia destro	0	-55	-27	-2.05	0.00	5.60
Inerzia X terre	platea	0	-1027	-513	0.00	0.00	1.00
	Ter di riemp. inf MF	0	-478	-239	-2.05	0.00	3.08
	Ter di riemp. sup TPF	0	-645	-322	-2.05	0.00	5.60
	Ter di riemp. inf MD	0	0	0	-2.05	0.00	3.08
	Ter di riemp. sup TPD	0	0	0	-2.05	0.00	5.60
	Ter di riemp. inf MS	0	0	0	-2.05	0.00	3.08
	Ter di riemp. sup TPS	0	0	0	-2.05	0.00	5.60
Inerzia Y spalla	muro frontale	259	0	-130	2.60	0.00	3.08
	paraghiaia frontale	67	0	-34	1.60	0.00	5.60
	muro sinistro	41	0	-20	-2.05	0.00	3.08
	paraghiaia sinistro	55	0	-27	-2.05	0.00	5.60
	muro destro	41	0	-20	-2.05	0.00	3.08
	paraghiaia destro	55	0	-27	-2.05	0.00	5.60
Inerzia Y terre	platea	1027	0	-513	0.00	0.00	1.00
	Ter di riemp. inf MF	0	0	0	-2.05	0.00	3.08
	Ter di riemp. sup TPF	0	0	0	-2.05	0.00	5.60
	Ter di riemp. inf MD	0	0	0	-2.05	0.00	3.08
	Ter di riemp. sup TPD	0	0	0	-2.05	0.00	5.60
	Ter di riemp. inf MS	478	0	-239	-2.05	0.00	3.08
	Ter di riemp. sup TPS	645	0	-322	-2.05	0.00	5.60
Azioni da impalcato	permanenti strutturali	0.00	0.00	-5005.00	2.75	0.00	4.95
	permanenti non strutturali	0.00	0.00	-5740.00	2.75	0.00	4.95
	altre azioni permanenti	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	distorsioni e presollecitazioni	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	Ritiro	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	variazioni termiche	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	viscosità	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	carichi mobili	0.00	0.00	-8223.41	2.75	0.00	4.95
	frenatura	0.00	-1750.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	azione centrifuga	377.29	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	serpeggio	110.00	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	vento ponte scarico	410.78	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	vento ponte carico	<b>420.42</b>	<b>0.00</b>	<b>0.00</b>	<b>2.75</b>	<b>0.00</b>	<b>4.95</b>
	sisma (direzione y) carichi permanenti	1679.31	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95
	sisma (direzione x) carichi permanenti	0.00	-3358.61	0.00	2.75	0.00	4.95
	sisma (direzione Z) carichi permanenti	0.00	0.00	-839.65	2.75	0.00	4.95
	resistenze parassite	0.00	-369.90	0.00	2.75	0.00	4.95
attrito carichi mobili	0.00	-328.94	0.00	2.75	0.00	4.95	
azione laterale	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95	
altre azioni variabili (acc. servizio)	0.00	0.00	0.00	2.75	0.00	4.95	
Inerzia X permanente/accidentale impalcato	Inerzia X permanente impalcato	0.00	-1356.76	-339.19	2.75	0.00	4.95
	Inerzia X sovraccarico accidentale da impalcato	0.00	-2229.22	-557.30	2.75	0.00	4.95
Inerzia Y permanente/accidentale impalcato	Inerzia Y permanente impalcato	678.38	0.00	-339.19	2.75	0.00	4.95
	Inerzia Y sovraccarico accidentale da impalcato	1114.61	0.00	-557.30	2.75	0.00	4.95

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



## 6.14 Sollecitazioni

### 6.14.1 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.

<b>SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO PARAGHIAIA STRISCIA UNITARIA</b>					
<b>Combinazioni</b>	<b>Ty [kN]</b>	<b>Tx [kN]</b>	<b>N [kN]</b>	<b>Mx [kNm]</b>	<b>My [kNm]</b>
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	164	-27	-3	249
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	2	164	-45	-3	199
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	5	81	-27	-8	128
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	5	81	-45	-8	78
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2	81	-65	-3	19
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2	81	-8	-3	187
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 6-30: Sollecitazioni alla base del muro paraghiaia

### 6.14.2 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.

<b>SOLLECITAZIONI SPICCATO MURO FRONTALE STRISCIA UNITARIA</b>					
<b>Combinazioni</b>	<b>Ty [kN]</b>	<b>Tx [kN]</b>	<b>N [kN]</b>	<b>Mx [kNm]</b>	<b>My [kNm]</b>
<b>1_A1+M1+R3</b>	33	582	-2230	-632	1794
<b>2_A1+M1+R3</b>	33	582	-2230	-632	1794
<b>1_A2+M2+R2</b>	-	-	-	-	-
<b>2_A2+M2+R2</b>	-	-	-	-	-
<b>sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto</b>	83	892	-920	-236	2529
<b>sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso</b>	83	892	-1037	-236	2456
<b>sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto</b>	277	364	-920	-786	1054
<b>sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso</b>	277	364	-1037	-786	982
<b>sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X</b>	83	364	-1109	-236	993
<b>sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X</b>	83	364	-1002	-236	987
<b>1_SLE rara</b>	22	409	-1560	-430	1251
<b>2_SLE rara</b>	22	409	-1560	-430	1251
<b>SLE quasi permanente</b>	0	178	-960	0	470

Figura 6-31: 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.

### 6.14.3 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	325	0	-140	-710	0
2_A1+M1+R3	193	0	-140	-487	0
1_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
2_A2+M2+R2	-	-	-	-	-
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	207	14	-75	-614	35
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	207	14	-132	-295	35
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	442	4	-75	-1190	11
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	442	4	-132	-871	11
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	109	4	-132	-130	11
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	109	4	-132	-130	11
1_SLE rara	230	0	-104	-498	0
2_SLE rara	230	0	-104	-498	0
SLE quasi permanente	127	0	-104	-239	0

Figura 6-32 - Sollecitazioni alla base del muro andatore sinistro

#### 6.14.4 Plinto di fondazione

In questo paragrafo si riporta la determinazione delle sollecitazioni in quota testa diaframmi 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.

Combinazioni	Ty [kN]	Tx [kN]	N [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]
1_A1+M1+R3	458	8313	-63109	-9575	72569
2_A1+M1+R3	458	8313	-55950	-9575	87246
1_A2+M2+R2	397	7506	-50411	-8275	63651
2_A2+M2+R2	397	7506	-44239	-8275	76303
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso alto	2032	15240	-30051	-12304	74714
sisma X + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma Z verso basso	2032	15240	-32727	-12304	76526
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso alto	7019	6791	-30051	-33159	38843
sisma Y + 0.3 sisma X + 0.3 sisma Z verso basso	7019	6791	-32727	-33159	40655
sisma Z verso basso + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2032	6791	-37241	-12304	40590
sisma Z verso alto + 0.3 sisma Y + 0.3 sisma X	2032	6791	-30441	-12304	42932
1_SLE rara	307	5931	-44980	-6500	50001
2_SLE rara	307	5931	-40042	-6500	60123
SLE quasi permanente	0	3563	-31819	0	25934

Figura 6-33: Sollecitazioni ad intradosso del baricentro fondazione

### 6.15 Verifiche degli elementi strutturali

Per gli elementi strutturali della spalla quali, muro frontale, muro paraghiaia, plinto 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).

### 6.15.1 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

As = Ø 24/10 (lato controterra)

A's = Ø 24/20 (lato esterno)

#### Armatura orizzontale

As = Ø 12/20

A's = Ø 12/20

#### 6.15.1.1 Verifica a pressoflessione del muro paraghiaia

#### **DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.** **NOME SEZIONE: MPG\_70m\_VI01\_SPAB**

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

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
 Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	55 di 77

Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup>
	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

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
 Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	56 di 77

My con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia  
 Vy con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 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	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	249.00	-3.00	0.00	0.00
6	45.00	199.00	-3.00	0.00	0.00
7	27.00	128.00	-8.00	0.00	0.00
8	45.00	78.00	-8.00	0.00	0.00
9	65.00	19.00	-3.00	0.00	0.00
10	8.00	187.00	-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.)



VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
 Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	57 di 77

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  $\geq 1.000$   
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [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	249.00	-3.00	26.85	702.22	-9.52	2.82	67.9(15.0)
6	S	45.00	199.00	-3.00	45.00	705.61	-8.52	3.54	67.9(15.0)
7	S	27.00	128.00	-8.00	27.10	700.94	-41.85	5.46	67.9(15.0)
8	S	45.00	78.00	-8.00	44.97	703.62	-69.69	8.96	67.9(15.0)
9	S	65.00	19.00	-3.00	65.24	706.11	-107.93	35.58	67.9(15.0)
10	S	8.00	187.00	-3.00	7.80	698.37	-13.03	3.73	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	-0.01377	44.0	-18.6
6	0.00350	-50.0	25.0	0.00107	-44.0	18.8	-0.01366	44.0	-18.6
7	0.00350	-50.0	25.0	0.00121	-44.0	18.8	-0.01282	44.0	-18.6
8	0.00350	-50.0	25.0	0.00135	-44.0	18.8	-0.01201	44.0	-18.6
9	0.00350	-50.0	25.0	0.00152	-44.0	18.8	-0.01105	44.0	-18.6
10	0.00350	-50.0	25.0	0.00104	-44.0	18.8	-0.01383	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	-0.000001113	0.000393696	-0.006398022	----	----
6	-0.000001079	0.000391343	-0.006337502	----	----

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
 Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	58 di 77

7	-0.000004790	0.000364074	-0.005841335	---	---
8	-0.000007758	0.000338971	-0.005362171	---	---
9	-0.000011408	0.000309102	-0.004797971	---	---
10	-0.000001242	0.000394845	-0.006433254	---	---

**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<sup>2</sup>] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 As eff. Area barre [cm<sup>2</sup>] 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 =  $0.6 S_{max} / E_s$  [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]  
 sr max Massima distanza tra le fessure [mm]  
 wk Apertura fessure in mm calcolata =  $sr \max * (e_{sm} - e_{cm})$  [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi  
 Mx fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]  
 My fess. Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00062	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

### 6.15.1.2 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  $R_{ck}$

Cls  condizioni calcestruzzo

Acciaio 1  acciaio barre longitudinali

Acciaio 2  acciaio armature trasversali

$\gamma_c$   coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

$\gamma_s$   coefficiente parziale relativo all'acciaio

#### Geometrie sezione

$b_w$   mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)

$d$   mm altezza utile della sezione

$A_c$   mm<sup>2</sup> 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

$\alpha$   ° 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

$N_{Rd}$  8202.6 KN sforzo normale di compressione massimo

#### Dati traliccio resistente

$\theta$   ° inclinazione delle bielle di calcestruzzo rispetto all'asse

$\text{ctg}\theta$  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

$\tau$  N/mm<sup>2</sup> tensione tangenziale corda baricentrica

$\sigma_1$  N/mm<sup>2</sup> tensione principale di trazione sulla corda baricentrica

$\text{ctg}\theta_l$  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

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

### 6.15.2 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 2.5 x 13.70 m

#### Armatura verticale

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

$A'_s = \varnothing 24/10$  (lato esterno)

#### Armatura orizzontale

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

$A'_s = \varnothing 18/20$  (lato esterno)

#### 6.15.2.1 Verifica a pressoflessione del muro frontale

#### **DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.** **NOME SEZIONE: MF\_70m\_VI01\_SPAB**

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	
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.200	mm

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
 Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	61 di 77

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 <sup>2</sup>
	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	-125.0
2	-50.0	125.0
3	50.0	125.0
4	50.0	-125.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.2	116.8	24
2	-41.2	-116.8	24
3	41.2	116.8	24
4	41.2	-116.8	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	3	8	24
2	2	4	8	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 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

N°Comb.	Vx				
	N	Mx	My	Vy	Vx
1	2230.00	1794.00	-632.00	0.00	0.00
2	2230.00	1794.00	-632.00	0.00	0.00
3	1836.00	1635.00	-546.00	0.00	0.00
4	1836.00	1635.00	-546.00	0.00	0.00
5	920.00	2529.00	-236.00	0.00	0.00
6	1037.00	2456.00	-236.00	0.00	0.00
7	920.00	1054.00	-786.00	0.00	0.00
8	1037.00	982.00	-786.00	0.00	0.00
9	1109.00	993.00	-236.00	0.00	0.00
10	1002.00	987.00	-236.00	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	1320.00	1042.00	-346.00

**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	960.00	470.00 (32348.54)	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: 6.8 cm

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

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

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	2230.00	1794.00	-632.00	2229.93	5423.80	-1887.55	3.02	90.5(75.0)
2	S	2230.00	1794.00	-632.00	2229.93	5423.80	-1887.55	3.02	90.5(75.0)
3	S	1836.00	1635.00	-546.00	1836.11	5238.32	-1739.59	3.20	90.5(75.0)
4	S	1836.00	1635.00	-546.00	1836.11	5238.32	-1739.59	3.20	90.5(75.0)
5	S	920.00	2529.00	-236.00	919.97	5227.91	-497.34	2.07	90.5(75.0)
6	S	1037.00	2456.00	-236.00	1037.03	5361.30	-499.22	2.18	90.5(75.0)
7	S	920.00	1054.00	-786.00	919.84	2548.56	-1893.10	2.41	90.5(75.0)
8	S	1037.00	982.00	-786.00	1037.08	2458.63	-1948.52	2.49	90.5(75.0)
9	S	1109.00	993.00	-236.00	1108.84	5105.08	-1220.35	5.14	90.5(75.0)
10	S	1002.00	987.00	-236.00	1002.00	4995.55	-1206.48	5.06	90.5(75.0)

**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	125.0	0.00265	-41.2	116.8	-0.00928	41.2	-116.8
2	0.00350	-50.0	125.0	0.00265	-41.2	116.8	-0.00928	41.2	-116.8
3	0.00350	-50.0	125.0	0.00263	-41.2	116.8	-0.00991	41.2	-116.8
4	0.00350	-50.0	125.0	0.00263	-41.2	116.8	-0.00991	41.2	-116.8
5	0.00350	-50.0	125.0	0.00211	-41.2	116.8	-0.03253	41.2	-116.8
6	0.00350	-50.0	125.0	0.00214	-41.2	116.8	-0.03161	41.2	-116.8
7	0.00350	-50.0	125.0	0.00200	-41.2	116.8	-0.01414	41.2	-116.8
8	0.00350	-50.0	125.0	0.00198	-41.2	116.8	-0.01420	41.2	-116.8
9	0.00350	-50.0	125.0	0.00259	-41.2	116.8	-0.01369	41.2	-116.8
10	0.00350	-50.0	125.0	0.00258	-41.2	116.8	-0.01391	41.2	-116.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000073586	0.000025113	-0.003318375	----	----
2	-0.000073586	0.000025113	-0.003318375	----	----
3	-0.000073060	0.000027911	-0.003641907	----	----
4	-0.000073060	0.000027911	-0.003641907	----	----
5	-0.000029509	0.000137866	-0.015208653	----	----
6	-0.000029117	0.000134232	-0.014734826	----	----
7	-0.000158377	0.000013220	-0.006071309	----	----
8	-0.000160561	0.000012630	-0.006106826	----	----
9	-0.000057545	0.000049376	-0.005549237	----	----
10	-0.000058417	0.000049986	-0.005669123	----	----

**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 <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.05	-50.0	125.0	-38.8	41.2	-116.8	692	13.6

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

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00013	0	0.500	24.0	70	0.00007 (0.00007)	471	0.033 (0.20)	2787.26	-481.15

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

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	0.76	-50.0	125.0	-0.1	32.0	-116.8	850	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	0.00000	0	0.500	24.0	70	0.00000 (0.00000)	315	0.000 (0.20)	32348.54	0.00



### 6.15.2.2 Verifica a taglio del muro frontale

#### Caratteristiche materiali

Cls  $R_{ck}$    
 Cls  condizioni calcestruzzo  
 Acciaio 1  acciaio barre longitudinali  
 Acciaio 2  acciaio armature trasversali  
 $\gamma_c$   coefficiente parziale relativo al calcestruzzo  
 $\gamma_s$   coefficiente parziale relativo all'acciaio

#### Geometrie sezione

$b_w$   mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)  
 $d$   mm altezza utile della sezione  
 $A_c$   mm<sup>2</sup> 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  
 $\alpha$   ° 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  
 $N_{Rd}$  45490.6 KN sforzo normale di compressione massimo

#### Dati traliccio resistente

$\theta$   ° 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

$\tau$  N/mm<sup>2</sup> tensione tangenziale corda baricentrica  
 $\sigma_1$  N/mm<sup>2</sup> 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  $\varnothing 12/20$  a 4 bracci per metro di sezione.

### 6.15.3 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 0.82 x 6.80 m

#### Armatatura verticale

$A_s = \emptyset 24/10 + \emptyset 24/20$  (lato controterra)

$A's = \emptyset 24/10$  (lato esterno)

#### Armatatura orizzontale

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

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

#### 6.15.3.1 Verifica a pressoflessione del muro andatore sinistro

#### **DATI GENERALI SEZIONE GENERICA IN C.A.**

**NOME SEZIONE: Msx\_70m\_VI01\_SPAB**

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	

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
 Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	67 di 77

Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	192.00	daN/cm <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup>
	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	-41.0
2	-50.0	41.0
3	50.0	41.0
4	50.0	-41.0

#### DATI BARRE ISOLATE

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-41.2	32.8	24
2	-41.2	-32.8	24
3	41.2	32.8	24
4	41.2	-32.8	24
5	41.2	27.4	24
6	-41.2	27.4	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	3	8	24
2	2	4	8	24
3	6	5	3	24

#### CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	68 di 77

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	140.00	-710.00	0.00	0.00	0.00
2	140.00	-487.00	0.00	0.00	0.00
3	104.00	-716.00	0.00	0.00	0.00
4	104.00	-716.00	0.00	0.00	0.00
5	75.00	-614.00	35.00	0.00	0.00
6	132.00	-295.00	35.00	0.00	0.00
7	75.00	-1190.00	11.00	0.00	0.00
8	132.00	-871.00	11.00	0.00	0.00
9	132.00	-130.00	11.00	0.00	0.00
10	132.00	-130.00	11.00	0.00	0.00
11	104.00	-498.00	0.00	0.00	0.00
12	104.00	-498.00	0.00	0.00	0.00
13	104.00	-239.00	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	104.00	-498.00	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	104.00	-239.00 (-356.64)	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

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
 Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	69 di 77

N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm<sup>2</sup>]. [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	140.00	-710.00	0.00	139.92	-1798.85	0.00	2.53	113.1(24.6)
2	S	140.00	-487.00	0.00	139.92	-1798.85	0.00	3.68	113.1(24.6)
3	S	104.00	-716.00	0.00	104.11	-1787.40	0.00	2.49	113.1(24.6)
4	S	104.00	-716.00	0.00	104.11	-1787.40	0.00	2.49	113.1(24.6)
5	S	75.00	-614.00	35.00	74.89	-1776.07	101.63	2.89	113.1(24.6)
6	S	132.00	-295.00	35.00	131.84	-1788.88	211.00	6.04	113.1(24.6)
7	S	75.00	-1190.00	11.00	75.24	-1778.04	19.41	1.49	113.1(24.6)
8	S	132.00	-871.00	11.00	131.78	-1796.52	25.02	2.06	113.1(24.6)
9	S	132.00	-130.00	11.00	132.28	-1792.46	148.08	13.63	113.1(24.6)
10	S	132.00	-130.00	11.00	132.28	-1792.46	148.08	13.63	113.1(24.6)
11	S	104.00	-498.00	0.00	104.11	-1787.40	0.00	3.58	113.1(24.6)
12	S	104.00	-498.00	0.00	104.11	-1787.40	0.00	3.58	113.1(24.6)
13	S	104.00	-239.00	0.00	104.11	-1787.40	0.00	7.44	113.1(24.6)

#### 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  
 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	-41.0	0.00109	-41.2	-32.8	-0.01822	41.2	32.8
2	0.00350	-50.0	-41.0	0.00109	-41.2	-32.8	-0.01822	41.2	32.8
3	0.00350	-50.0	-41.0	0.00107	-41.2	-32.8	-0.01841	41.2	32.8
4	0.00350	-50.0	-41.0	0.00107	-41.2	-32.8	-0.01841	41.2	32.8
5	0.00350	50.0	-41.0	0.00136	41.2	-32.8	-0.01589	-41.2	32.8
6	0.00350	50.0	-41.0	0.00165	41.2	-32.8	-0.01330	-41.2	32.8
7	0.00350	50.0	-41.0	0.00110	41.2	-32.8	-0.01816	-41.2	32.8
8	0.00350	50.0	-41.0	0.00116	41.2	-32.8	-0.01758	-41.2	32.8
9	0.00350	50.0	-41.0	0.00151	41.2	-32.8	-0.01458	-41.2	32.8
10	0.00350	50.0	-41.0	0.00151	41.2	-32.8	-0.01458	-41.2	32.8
11	0.00350	-50.0	-41.0	0.00107	-41.2	-32.8	-0.01841	41.2	32.8
12	0.00350	-50.0	-41.0	0.00107	-41.2	-32.8	-0.01841	41.2	32.8
13	0.00350	-50.0	-41.0	0.00107	-41.2	-32.8	-0.01841	41.2	32.8

#### POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA

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

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000000000	-0.000294243	-0.008563977	----	----
2	0.000000000	-0.000294243	-0.008563977	----	----
3	0.000000000	-0.000296825	-0.008669808	----	----
4	0.000000000	-0.000296825	-0.008669808	----	----
5	0.000008165	-0.000252605	-0.007265070	----	----
6	0.000015325	-0.000208763	-0.005825527	----	----
7	0.000001263	-0.000291899	-0.008531014	----	----
8	0.000002177	-0.000282915	-0.008208379	----	----
9	0.000011331	-0.000230942	-0.006535147	----	----
10	0.000011331	-0.000230942	-0.006535147	----	----
11	0.000000000	-0.000296825	-0.008669808	----	----
12	0.000000000	-0.000296825	-0.008669808	----	----
13	0.000000000	-0.000296825	-0.008669808	----	----

**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 <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] 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	4.51	50.0	-41.0	-112.8	32.0	32.8	1800	67.9

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

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00066	0	0.500	24.0	70	0.00036 (0.00034)	346	0.124 (0.20)	-344.19	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	2.21	-50.0	-41.0	-50.4	32.0	32.8	1750	67.9



RADDOPPIO LINEA COLOGNO – CREMONA – MANTOVA  
TRATTA PIADENA – MANTOVA

VI01\_Ponte sul Canale Dugale Tagliata  
Spalle: Relazione di calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NM25	03	D 09 CL	VI 01 04 001	A	71 di 77

**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	-0.00030	0	0.500	24.0	70	0.00015 (0.00015)	343	0.052 (0.20)	-356.64	0.00

### 6.15.3.2 Verifica a taglio del muro andatore sinistro

#### Caratteristiche materiali

Cl<sub>s</sub> R<sub>ck</sub>

Cl<sub>s</sub>  condizioni calcestruzzo

Acciaio 1  acciaio barre longitudinali

Acciaio 2  acciaio armature trasversali

Y<sub>c</sub>  coefficiente parziale relativo al calcestruzzo

Y<sub>s</sub>  coefficiente parziale relativo all'acciaio

#### Geometrie sezione

b<sub>w</sub>  mm larghezza dell'anima resistente (larghezza minima d'anima)

d  mm altezza utile della sezione

A<sub>c</sub>  mm<sup>2</sup> area della sezione di calcestruzzo

#### Caratteristiche armature

n<sub>bl</sub>  numero di barre longitudinali

Ø<sub>bl</sub>  mm diametro delle barre longitudinali

n<sub>bw</sub>  numero di bracci delle staffe

Ø<sub>st</sub>  mm diametro delle staffe

S<sub>st</sub>  mm passo delle staffe

α  ° inclinazione delle staffe (α=90° per staffe ortogonali all'asse)

#### Caratteristiche sollecitazioni

N<sub>Ed</sub>  KN sforzo normale di calcolo (+ per compressione)

V<sub>Ed</sub>  KN taglio di calcolo

N<sub>Rd</sub> 13865.4 KN sforzo normale di compressione massimo

#### Dati traliccio resistente

θ  ° 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<sup>2</sup> tensione tangenziale corda baricentrica

σ<sub>1</sub> N/mm<sup>2</sup> tensione principale di trazione sulla corda baricentrica

ctgθ<sub>l</sub> valore limite dell'inclinazione delle bielle

#### Valore di verifica del taglio resistente

V<sub>Rd</sub>  KN taglio resistente per elemento privo di armatura trasversale

V<sub>Rd</sub>  KN taglio resistente per elemento con armatura trasversale

V<sub>Rd</sub>  KN < V<sub>Ed</sub>  KN

OCCORRE ARMARE A TAGLIO

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



### 6.15.4 Plinto di fondazione

La verifica strutturale del plinto viene di seguito condotta mediante l'ausilio di un modello tirante-puntone.

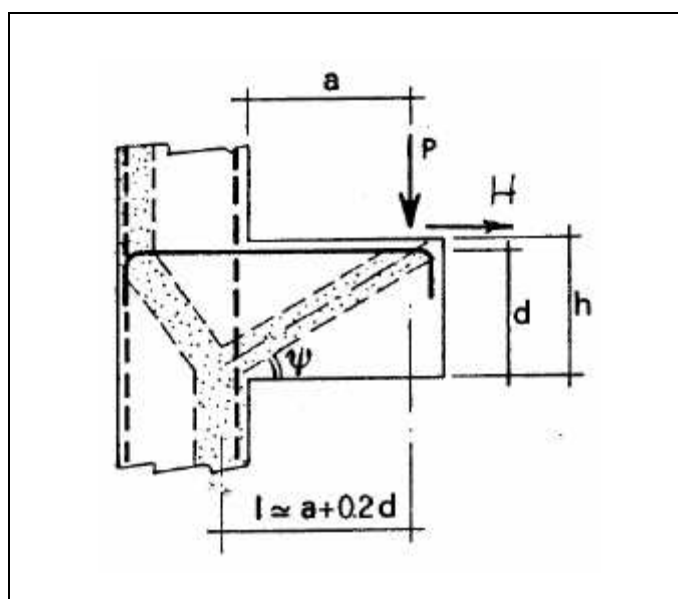


Figure 6-1 - Meccanismo tirante-puntone della mensola tozza

Dati i bassi valori di sollecitazione, rispetto alla cautelatività dell'approccio adottato ed ai meccanismi resistenti ipotizzati, per l'elemento in oggetto in questa fase progettuale si omettono le verifiche SLE tensionali e a fessurazione.

I massimi valori degli scarichi che si ottengono per il diaframma più sollecitato sono:

	Normal Force		Moment z dir vs Distance		Moment y dir vs Distance		Shear y dir vs Distance		Shear z dir vs Distance		Moment vs Distance		Shear vs Distance	
	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min
SLU STATICA 1	4938.40	1570.27	1155.93	452.4	15.1	7.07	470.73	377.2	18.82	6.68	0	0	1156.21	557.67
SLU STATICA 2	4828.80	958.83	1259.49	482.43	13.44	7.05	465.23	381.31	18.44	6.74	0	0	1259.74	525.51
SLU STATICA 3	3721.62	2281.12	548.93	224.38	0	0	233.16	209.44	0	0	548.93	224.38	233.16	209.44
SLU SISMA 1	3945.63	-811.70	1696.34	755.45	362.82	163.84	924.52	653	44.14	14.97	2269.39	1498.11	927.47	666.23
SLU SISMA 2	4116.93	-701.90	1707.84	759.56	363.32	163.99	923.8	653.56	44.14	14.99	2246.06	1494.38	926.75	666.79
SLU SISMA 3	3301.49	-175.59	814.53	288.19	1044.87	552.17	416.3	281.89	124.55	57.76	1152.89	920.28	517.08	499.51
SLU SISMA 4	3473.50	-65.81	826.05	292.01	1045.97	552.77	415.24	282.67	124.6	57.92	0	0	1151.83	899.12
SLU SISMA 5	3149.98	761.09	796.18	300.38	225.57	119.34	388.82	304.38	41.92	18.06	798.82	501.62	396.02	330.64
SLU SISMA 6	2826.69	356.87	810.99	305.67	228.75	120.12	387.57	305.33	41.74	18.04	813.6	498.46	394.77	331.59
SLE 1 RARA	3018.18	1703.05	2483.84	750.9	14.29	2.52	336.14	246.31	33.75	12.48	2484.66	784.17	340.43	335.96
SLE 2 RARA	2858.26	1313.61	2836.73	837.75	14.39	2.61	346.73	232.99	32.88	12	2837.37	866.39	380.15	346.45
SLE 5 QUASI PERM	2163.07	1697.57	1067.07	364.57	0	0	226.43	185.32	0	0	1067.07	364.57	226.43	185.32

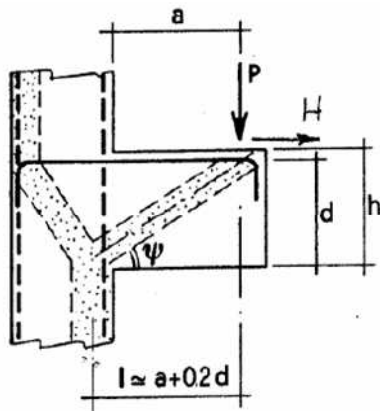
La verifica viene dunque condotta per le seguenti forze risultanti:

$$\begin{aligned} P_{ed} &= 4940 \text{ kN} \\ H_{ed} &= 1260 \text{ kN} \end{aligned}$$

La larghezza collaborante è stata valutata tramite una diffusione a 45° rispetto al baricentro del diaframma più sollecitato.

Si dispongono, come di seguito specificato, armature  $\varnothing 30/20$  in entrambe le direzioni longitudinale e trasversale, con un doppio strato in corrispondenza dell'intradosso.

#### VERIFICA - MECCANISMO TIRANTE PUNTONE.



**P, H : Carichi Esterni di Progetto ( $P_{ED}, H_{ED}$ )**

**$P_r$  : Portanza mensola in termini di resistenza dell'armatura metallica**

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

**$P_r$  : Portanza mensola in termini di resistenza della Biella compressa**

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

#### CONDIZIONI DI VERIFICA

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

#### Dati di progetto

b	3.5	[m]	dimensione trasversale della sezione di verifica
h	2	[m]	dimensione verticale della sezione di verifica
c	40	[mm]	copriferro al netto delle armature
$P_{Ed}$	4940	[kN]	carico risultante VERTICALE sulla fascia di dimensione b
$H_{Ed}$	1260	[kN]	carico risultante ORIZZONTALE sulla fascia di dimensione b

### Caratteristiche Materiali

Calcestruzzo      28      35      classe di resistenza calcestruzzo

$R_{ck}$       35      [MPa]

$f_{ck}$       29.05      [MPa]

$\gamma_c$       1.5      [-]

$\alpha_{cc}$       0.85      [-]

$f_{cd}$       16.46      [MPa]

$f'_{cd}$       8.23      [MPa]

Acciaio      B 450 C      classe di resistenza barre

$f_{yk}$       450      [MPa]

$\gamma_s$       1.15      [-]

$f_{yd}$       391.30      [MPa]

### Armatura di estradosso

#### *1° strato di armatura*

$\phi$ long	30	[mm]	diametro barre longitudinali
$\phi$ trasv	30	[mm]	diametro barre trasversali
ib	200	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	85	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

#### *2° strato di armatura*

$\phi$ long	0	[mm]	diametro barre longitudinali
$\phi$ trasv	0	[mm]	diametro barre trasversali
ib	100	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	145	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

### Armatura di intradosso

#### *1° strato di armatura*

$\phi$ long	30	[mm]	diametro barre longitudinali
$\phi$ trasv	30	[mm]	diametro barre trasversali
ib	200	[mm]	interasse barre longitudinali
c'	85	[mm]	copriferro baricentrico armature longitudinali

#### *2° strato di armatura*

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

### Verifiche di resistenza - meccanismo con tirante orizzontale

a	500	[mm]	distanza P da incastro
$h_c$	2000	[mm]	spessore mensola
d	1915	[mm]	altezza utile
z	1723.5	[mm]	braccio forze interne
b	3500	[mm]	dimensione trasversale di verifica
$a_c$	883	[mm]	$a + 0.2d$
e	7	[mm]	
$a'_c$	890	[mm]	$(a + 0.2d) + e$
$\psi$	62.69	[°]	1.094 [rad]
$\lambda$	0.52	[-]	$\cotg \psi$
$A_s$	24740.04	[mm <sup>2</sup> ]	area armatura longitudinale tesa

### Tipo di mensola (valutazione coefficiente c)

Sbalzi di piastre non provviste di staffatura
---

c	1	[-]
---	---	-----

$P_{Rs}$	16307.19	[kN]	$P_{Rs} > P_{Ed}$	La verifica è soddisfatta
$P_{Rc}$	34842.61	[kN]	$P_{Rc} > P_{Rs}$	La verifica è soddisfatta
$P_R$	16307.19	[kN]	$\min(P_{Rc}; P_{Rs})$	

LA VERIFICA DELL'ARMATURA A FLESSIONE DELLA PLATEA DI FONDAZIONE E' SODDISFATTA

## 6.16 Incidenze

Le incidenze delle armature relative ai singoli elementi strutturali costituenti la spalla A sopra calcolata (valide anche per la spalla B) vengono sintetizzate nella tabella a seguire:

Muro paraghiaia	135 kg/m <sup>3</sup>
Muro frontale	60 kg/m <sup>3</sup>
Muro andatore	120 kg/m <sup>3</sup>
Zattera di fondazione	100 kg/m <sup>3</sup>
Baggioli e ritegni	350 kg/m <sup>3</sup>

Le incidenze sono mediate sull'intero elemento strutturale considerato.