

COMMITTENTE



DIREZIONE INVESTIMENTI

PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. COORDINAMENTO NO CAPTIVE E INGEGNERIA DI SISTEMA

PROGETTO DEFINITIVO

VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA

VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA

VIADOTTO VI01 STRUTTURA MISTA

*Relazione di Calcolo delle Spalle e Fondazioni*

SCALA:

-

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

**R R 0 H** **0 4** **D** **1 3** **CL** **V 2 0 1 0 4** **0 0 1** **B**

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
B	Emissione a seguito parere CSLPP	P.Tortolini	Novembre 2018	A. Ciavarella	Novembre 2018	T.Paoletti	Novembre 2018	L. Berardi
A	Emissione Esecutiva	P.Tortolini	Marzo 2018	A. Ciavarella	Marzo 2018	T.Paoletti	Marzo 2018	Novembre 2018



File: RR0H04D13CLVI0204001A.docx

n. Elab.:

## *INDICE*

1	INTRODUZIONE .....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	9
3	MATERIALI .....	10
3.1	Calcestruzzo .....	10
3.2	Acciaio da armatura ordinaria.....	11
3.3	Acciaio armonico stabilizzato per trefoli .....	11
4	CARATTERISTICHE DEI TERRENI.....	12
4.1	Terreno di fondazione .....	12
4.2	Terreno a tergo della spalla.....	12
5	ANALISI DEI CARICHI .....	13
5.1	Carichi da impalcato .....	13
5.1.1	Pesi strutturali impalcato (G1).....	13
5.1.2	Carichi permanenti portati impalcato (G2).....	13
5.1.3	Azioni variabili da traffico ferroviario.....	14
5.1.4	Vento impalcato.....	17
5.1.5	Resistenze parassite appoggi impalcato.....	18
5.2	Azione sismica (E).....	18
6	ANALISI GLOBALE SPALLA.....	21
6.1	Coefficienti di spinta del terreno.....	21
6.1.1	Fase statica.....	21
6.1.2	Fase sismica .....	21
6.2	Carichi da spalla.....	22
6.2.1	Peso proprio della struttura .....	23

6.2.2	Peso proprio del rinterro .....	23
6.2.3	Peso proprio dei sovraccarichi permanenti .....	23
6.2.4	Sovraccarichi accidentali .....	23
6.2.5	Spinta permanente a tergo della spalla .....	24
6.2.6	Spinta del sovraccarico permanente .....	24
6.2.7	Spinta del sovraccarico accidentale .....	24
6.2.8	Azioni sismiche .....	24
6.2.9	Scarichi degli appoggi .....	25
6.3	Azioni agenti all'intradosso della fondazione .....	25
6.3.1	Coefficienti di combinazione .....	27
6.3.2	Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso) .....	29
7	VERIFICHE GEOTECNICHE .....	30
7.1	Sollecitazioni di calcolo .....	30
7.2	Verifica a capacità portante .....	30
7.3	Verifica a scorrimento .....	32
8	VERIFICA A RIBALTAMENTO .....	34
8.1	Verifica a ribaltamento in condizioni statiche .....	34
8.2	Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche .....	37
9	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE .....	41
9.1	Sollecitazioni combinate intradosso fondazione .....	41
9.2	Verifiche strutturali del plinto .....	41
9.2.1	Verifica a flessione SLU – SLE .....	43
10	VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE .....	47
10.1	Modello di calcolo .....	47

10.2	Carichi applicati e combinazioni.....	48
10.2.1	Spinta statica.....	48
10.2.2	Spinta sismica.....	48
10.2.3	Spinta carichi permanenti.....	48
10.2.4	Spinta carichi accidentali.....	48
10.3	Verifica del muro frontale.....	49
10.3.1	Verifica a flessione SLU- SLV.....	52
10.3.2	Verifica a taglio SLU.....	54
10.3.3	Verifica fessurazione SLE.....	55
10.4	Verifica del paraghiaia.....	56
10.4.1	Verifica a flessione SLU.....	59
10.4.2	Verifica a taglio SLU.....	61
10.4.3	Verifica fessurazione SLE.....	62
10.5	Verifica del muro andatore.....	64
10.5.1	Verifica a flessione SLU.....	67
10.5.2	Verifica a taglio SLU.....	69
10.5.3	Verifica fessurazione SLE.....	70
11	INCIDENZA ARMATURE.....	72

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	5 di 72

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le analisi e verifiche che hanno condotto al dimensionamento delle spalle del viadotto VI02 della variante di Bonorva - Torralba nell'ambito del progetto definitivo relativo alla "Velocizzazione linea San Gavino - Sassari - Olbia".

L'opera è funzionale ad un linea ferroviaria di categoria D4, con velocità di progetto di 140 Km/h.

Il viadotto a tre campate è realizzato da implacati a sezione mista di luci rispettivamente 30-40-30m. Le spalle, di tipo scatolare, presentano la medesima geometria caratterizzata da una fondazione diretta con plinto di dimensioni 8.75x9.6x2m, mentre il muro frontale ha uno spessore di 1.9m ed altezza 7m, infine i muri di risvolto presentano spessori variabili pari a: 0.6m - 1.5m. Il paraghiaia ha uno spessore di 0.5m ed altezza pari a circa 3m.

La spalla A presenta appoggi longitudinali di tipo fisso, mentre la spalla opposta ha appoggi mobili.

Le analisi e verifiche riportate in relazione sono relative alla spalla A (fissa), queste possono essere ritenute valide anche per la spalla speculare (mobile).





VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	8 di 72

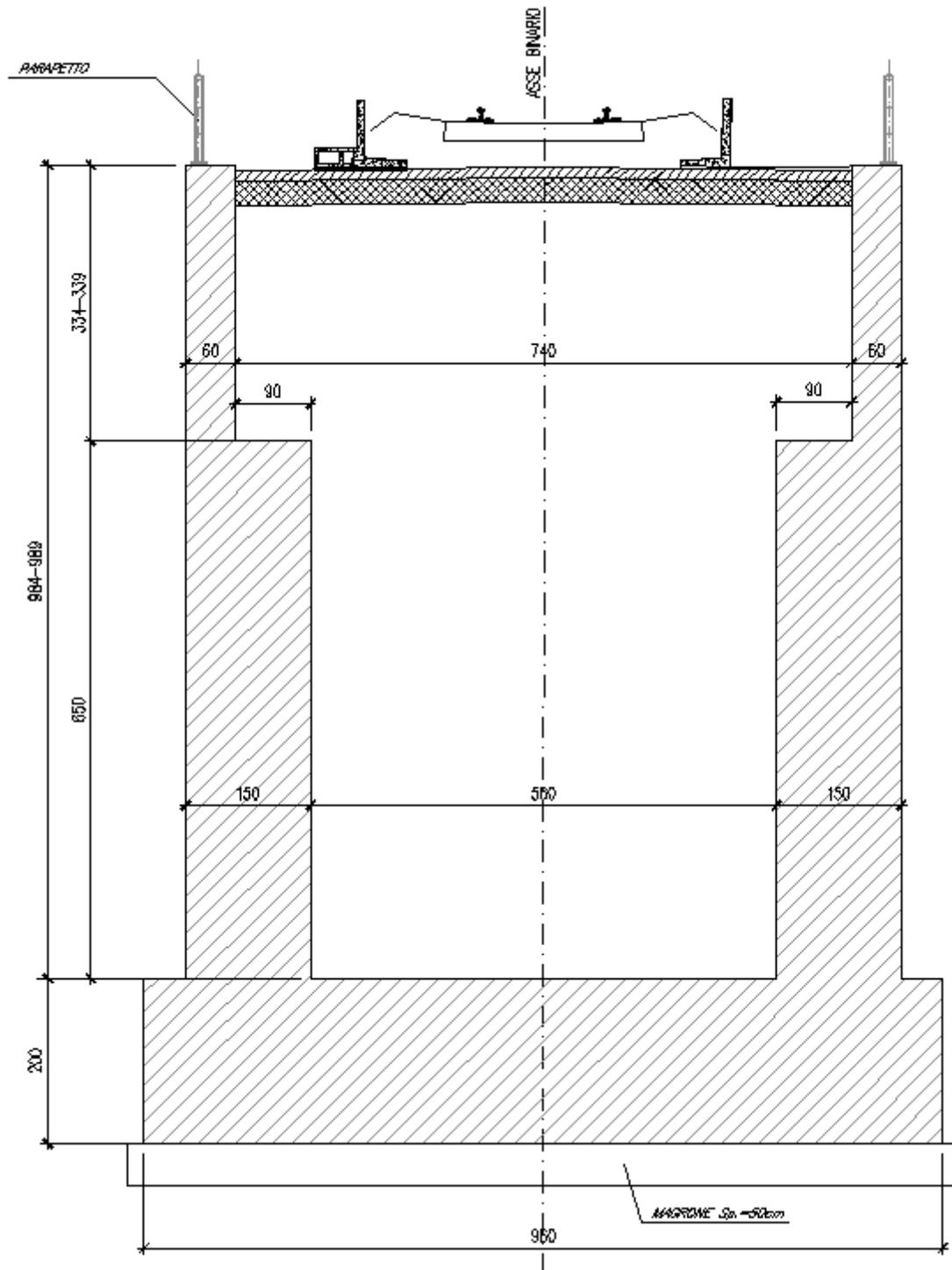


Figura 3: Sezione trasversale

## 2      **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086: *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.*
- D.P.R. n. 380/2001 – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;
- D.M. del 14.01.2008 “*Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni*” (G.U. n.29 del 04.02.2008);
- Circolare del 02.02.2009 contenente le istruzioni per le l’applicazione delle “*Nuove norme tecniche per le costruzioni*” di cui al D.M. del 14.01.2008 (G.U. n.47 del 26.02.2009).
- RFI DTC SI PS MA IFS 001 A: “*Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.2 : Ponti e strutture* “ del 30/12/2016.
- RFI DTC SI CS MA IFS 001 A: *Manuale di progettazione delle opere civili - Parte II - sez.3. : Corpo stradale*” del 30/12/2016.
- 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.
- EN 1991-2 “*Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 2 : carichi da traffico sui ponti*”
- EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 1-1 : Regole generali e regole per edifici*”
- EN 1992-1 “*Eurocodice 2 - Progettazione delle strutture in calcestruzzo - Parte 2: ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi.*”
- EN 1993-1 “*Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1 : Regole generali e regole per edifici*”
- EN 1993-1-8 “*Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti*”
- EN 1993-1-9 “*Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-8: Fatica*”
- EN 1993-2 “*Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 2 : Ponti di acciaio*”
- EN 1994-2 “*Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio- calcestruzzo - Parte 2 : Ponti*”
- EN 1997-1 “*Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica- Parte 1 : Regole generali.*”
- UNI EN 1337 – *Appoggi strutturali.*

### 3 MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

- *Travi prefabbricate*

Classe C45/55

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 25.5$  Mpa

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 36$  Gpa

Classe di esposizione = XC3

Classe di consistenza min = S4

Rapporto  $a/c_{max} = 0.45$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 35 mm

Copriferro minimo armatura pretesa = 50 mm

- *Soletta d'impalcato*

Classe C32/40

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.1$  Mpa

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33$  Gpa

Classe di esposizione = XC3

Classe di consistenza min = S4

Rapporto  $a/c_{max} = 0.55$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Getti in elevazione di pile e spalle (compresi baggioli e ritegni)*

Classe C32/40

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 18.1$  Mpa

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 33$  Gpa

Classe di esposizione = XC4

Classe di consistenza min = S3

Rapporto  $a/c_{\max} = 0.50$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Getti di fondazione*

Classe C25/30

Resistenza a compressione di progetto  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 14.2$  Mpa

Modulo elastico  $E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} = 31$  Gpa

Classe di esposizione = XC2

Classe di consistenza min = S3

Rapporto  $a/c_{\max} = 0.60$

Copriferro minimo armatura ordinaria = 40 mm

- *Magrone*

Classe C12/15

Classe di esposizione = X0

### 3.2 Acciaio da armatura ordinaria

Acciaio tipo B450 C ( $f_{yk} = 450$  MPa)

Tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd} = f_{yk}/1.15 = 391$  Mpa

Modulo elastico  $E_s = 200$  Gpa

### 3.3 Acciaio armonico stabilizzato per trefoli

Tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} = 1860$  Mpa

Tensione di snervamento di calcolo  $f_{p(1)k} = 1670$  Mpa

Modulo elastico  $E_s = 195$  Gpa

## 4 CARATTERISTICHE DEI TERRENI

### 4.1 Terreno di fondazione

Con riferimento alla relazione geotecnica e al profilo geotecnico allegati al presente progetto, sono state assunti i seguenti parametri di calcolo relativi allo strato di terreno su cui sono state intestate le fondazioni delle sottostrutture.

#### Tratta Geotecnica 3

##### Strato : Ignimbriti riolitiche alterate (IGRalt)

$$\gamma = 19 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 58^\circ$$

$$c' = 571 \text{ Kpa}$$

Ai fini delle verifiche geotecniche, a vantaggio di sicurezza, il contributo della coesione del terreno di fondazione viene trascurato.

### 4.2 Terreno a tergo della spalla

Le caratteristiche meccaniche adottate sono quelle specificate nel manuale di progettazione del corpo stradale (RFI DTC SI CS MA IFS 001 A) relativamente ai rilevati ferroviari:

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

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

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

## 5 ANALISI DEI CARICHI

Si riportano di seguito i carichi utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni e le corrispondenti verifiche degli elementi strutturali dell'opera.

Sono stati adottati i seguenti pesi specifici dei materiali da costruzione:

Cemento armato :  $\gamma_c = 25.00 \text{ KN/m}^3$

Acciaio strutturale :  $\gamma_s = 78.50 \text{ KN/m}^3$

### 5.1 Carichi da impalcato

#### 5.1.1 *Pesi strutturali impalcato (G1)*

Considerata la geometria dell'impalcato in oggetto per la singola campata si hanno i seguenti carichi strutturali:

Carpenteria metallica L=30m ( $i=3.50\text{KN/m}^2$ ) =  $8.6\text{m} * 3.5\text{KN/m}^2 = \mathbf{30.1 \text{ KN/m}}$

Soletta in ca (spessore medio 41 cm) =  $0.41 \text{ m} * 8.60\text{m} * 25 \text{ KN/m} = \mathbf{88.15 \text{ KN/m}}$

**118.25 KN/m**

**Il peso totale G1 per l'impalcato da 30m è dunque 3550 KN.**

#### 5.1.2 *Carichi permanenti portati impalcato (G2)*

Il peso proprio della sovrastruttura ferroviaria (armamento, ballast, impermeabilizzazione, etc..) viene valutato tramite un peso di volume a pari a  $20 \text{ kN/m}^3$  (ponte in curva) applicato ad un'altezza convenzionale di 0.8m .

Sovrastruttura ferroviaria  $0.8 \text{ m} * 3.7\text{m} * 20 \text{ KN/m}^3 = \mathbf{59.2 \text{ KN/m}}$

Muretti per marciapiedi FFP  $2 * 0.3 \text{ m} * 1.4\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3 = \mathbf{21 \text{ KN/m}}$

Grigliato marciapiede FFP (50 kg/m<sup>2</sup> compresi i profili di supporto)  $2 * 2.0 \text{ m} * 0.5 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{2.0 \text{ KN/m}}$

Barriere parapetto  $2 * 2.5 \text{ KN/m} = \mathbf{5.0 \text{ KN/m}}$

Canalette portacavi (2.0 KN/m)  $\mathbf{2.0 \text{ KN/m}}$

**89.20 KN/m**

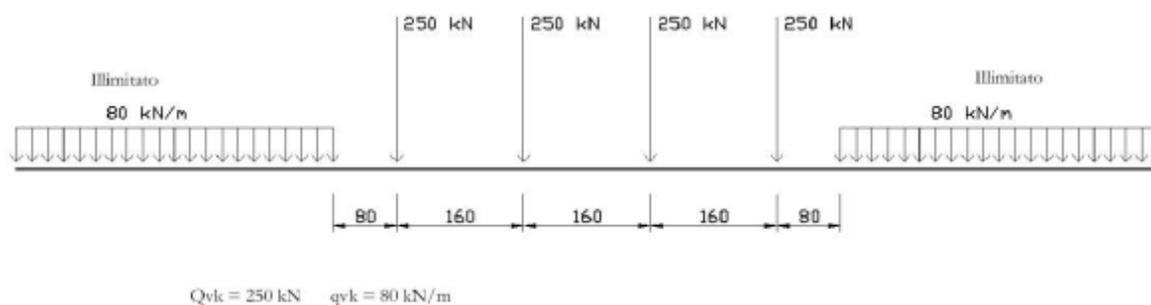
**Il peso totale G2 per l'impalcato da 30m è dunque 2680 KN.**

### 5.1.3 Azioni variabili da traffico ferroviario

Di seguito sono illustrati i modelli di traffico adottati per il calcolo delle sollecitazioni.

#### Traffico normale: Treno LM71

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario normale e risulta articolato come da figura seguente:



**Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71**

Per questo modello è prevista un'eccentricità di applicazione del carico rispetto all'asse teorico del binario pari a  $s/18$  ( $s = 1435 \text{ mm}$ , scartamento):

$$e_{LM71} = 80 \text{ mm}$$

I valori caratteristici del carico LM71 summenzionati devono essere incrementati per il coefficiente di adattamento  $\alpha = 1.1$

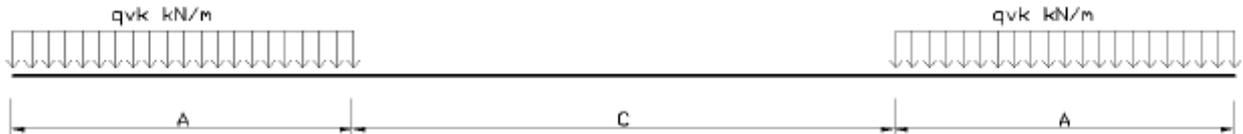
#### Traffico pesante: Treno SW/2

Questo treno di carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante e risulta articolato come da figura seguente:

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	15 di 72



*Fig. 5.2.2 Treno di carico SW*

	Qwk (KN/m)	A (m)	C(m)
SW/2	150	25.00	7.00

### Traffico scarico

Il “treno scarico” è rappresentato da un carico uniformemente distribuito pari a 10 KN/m.

### Effetti dinamici

Si considera una linea con manutenzione standard

$$\Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_\Phi} - 0.2} + 0.73 \quad \text{con la limitazione} \quad 1.0 \leq \Phi_3 \leq 2.0$$

con la lunghezza  $L_\Phi$  valutata secondo la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del manuale di progettazione Ponti RFI

- Travi principali - campata da 30m  $L_\Phi = L_c = 29.0$  m  **$\Phi_3 = 1.15$**

### Frenatura/ avviamento

I valori caratteristici considerati sono calcolati secondo :

Avviamento	$Q_{1a,k} = 33 \text{ KN/m} * L \leq 1000 \text{ KN}$	(modelli LM71 SW/0 SW/2)
Frenatura	$Q_{1b,k} = 20 \text{ KN/m} * L \leq 6000 \text{ KN}$	(modelli LM71 SW/0)
Frenatura	$Q_{1b,k} = 35 \text{ KN/m} * L$	(modelli SW/2)

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	16 di 72

I valori caratteristici devono essere moltiplicati al coefficiente  $\alpha$ .

- LM71 ( $\alpha=1.1$ ):

Campata [m]	Avviamento Q1a,k [KN]	Frenatura Q1b,k [KN]
30	<b>1089</b>	<b>660</b>

- SW/2 ( $\alpha=1.0$ ):

Campata (m)	Avviamento Q1a,k [KN]	Frenatura Q1b,k [KN]
30	<b>990</b>	<b>875</b>

### Serpeggio

Si considera una forza orizzontale concentrata agente sulla sommità della rotaia più alta di intensità pari a  $Q_{sk}=100KN$ . A tale carico si applica il coefficiente di adattamento  $\alpha$ , menzionato in precedenza.

[KN]	LM71 ( $\alpha=1.1$ )	SW2 ( $\alpha=1.0$ )
Azione serpeggio	<b>110</b>	<b>100</b>

### Forza centrifuga

L'azione non è presente essendo il viadotto in rettilineo.

Ai fini della massimizzazione degli effetti dei carichi ferroviari sulle strutture oggetto di studio, sono stati presi in esame i seguenti gruppi di carico:

	Carco verticale	Frenatura/avviamento*	Forza centrifuga	Serpeggio
LM71 gr1	1	0.5	1	1
LM71 gr3	1	1	0.5	0.5
SW/2 gr1	1	0.5	1	1
SW/2 gr3	1	1	0.5	0.5
treno scarico gr2	1	0	1	1

\* Si considera l'azione (frenatura/avviamento) con intensità più alta.

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	17 di 72

#### 5.1.4 *Vento impalcato*

L'azione del vento è schematizzata come una pressione statica la cui intensità è data da:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove

$q_b$  pressione cinetica di riferimento

$c_e$  coefficiente di esposizione

$c_p$  coefficiente di forma (1.4 prima trave 0.2 travi successive)

$c_d$  coefficiente dinamico (=1)

Per l'opera in studio si ha:

- Velocità di riferimento del vento:

$$v_b = 28 \text{ m/s (Sardegna orientale con altitudine } <750 \text{ m slm)}$$

- Pressione cinetica di riferimento ( $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ ):

$$q_b = 0.5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 490 \text{ N/m}^2 = 0.49 \text{ KN/m}^2$$

- Coefficiente di esposizione :

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.57$$

$$k_r = 0.19 \text{ e } z_0 = 0.05 \text{ m (II cat. esposizione del sito, Zona 6, Rugosità D)}$$

$$c_t = 1 \text{ (coefficiente di topografia)}$$

$$z = 14 \text{ m (quota media impalcato dal pc)}$$

In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 \cdot 2.57 \cdot 1.4 \cdot 1 = 1.76 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(trave direttamente investita)}$$

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 \cdot 2.57 \cdot 0.2 \cdot 1 = 0.25 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(travi successive)}$$

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	18 di 72

La pressione del vento si applica ad una superficie convenzionale del treno caratterizzata da un'altezza di 4m a partire dal piano del ferro oltre alla superficie dell'impalcato direttamente investita.

Nel caso in esame si ha:

H impalcato	3.8 m
H treno	4 m
H trave	2.6 m

La forza orizzontale al metro lineare applicata sull'impalcato è dunque pari a:

$$F_{\text{vento}} = 1.76 \text{ KN/m} * (4+3.8)\text{m} + 0.25\text{KN/m} * 2.6\text{m} = 14.38 \text{ KN/m} \quad \text{Ponte carico}$$

$$F_{\text{vento}^*} = 1.76 \text{ KN/m} * 3.8\text{m} + 0.25\text{KN/m} * 2.6\text{m} = 7.34 \text{ KN/m} \quad \text{Ponte scarico}$$

### 5.1.5 *Resistenze parassite appoggi impalcato*

L'entità di tale forza ( $F_a$ ), diretta secondo l'asse del viadotto, vale per travi in semplice appoggio:

$$\text{Spalle} \quad F_a = f (V_g + V_q)$$

$$\text{Pile} \quad F_a = f (0.2 * V_g + V_q)$$

dove

$V_g$  Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti,

$V_q$  Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamicizzati.

## 5.2 **Azione sismica (E)**

La regione Sardegna ricade in zona sismica di IV categoria, i dati definenti lo spettro sismico sono riportati nella tabella 2 relativa alla pericolosità sismica del territorio nazionale contenuta nelle NTC2008.

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	19 di 72

TABELLA 2: Valori di  $a_g, F_o, T_c^*$  per le isole, con l'esclusione della Sicilia, Ischia, Procida e Capri.

Isole	$T_R=30$			$T_R=50$			$T_R=72$			$T_R=101$			$T_R=140$			$T_R=201$			$T_R=475$			$T_R=975$			$T_R=2475$		
	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$
Arcipelago Toscano, Isole Egadi, Pantelleria, Sardegna, Lampedusa, Linosa, Ponza, Palmarola, Zannone	0,186	2,61	0,273	0,235	2,67	0,296	0,274	2,70	0,303	0,314	2,73	0,307	0,351	2,78	0,313	0,393	2,82	0,322	0,500	2,88	0,340	0,603	2,98	0,372	0,747	3,09	0,401

Per i viadotti in esame si assumono le seguenti caratteristiche dell'opera :

Vita utile  $V_u = 75$  anni

Classe d'uso II ( $C_u = 1.0$ )

Pertanto l'azione sismica allo stato limite ultimo (salvaguardia della vita SLV) è caratterizzata da un tempo di ritorno di  **$T_r = 712$  anni**.

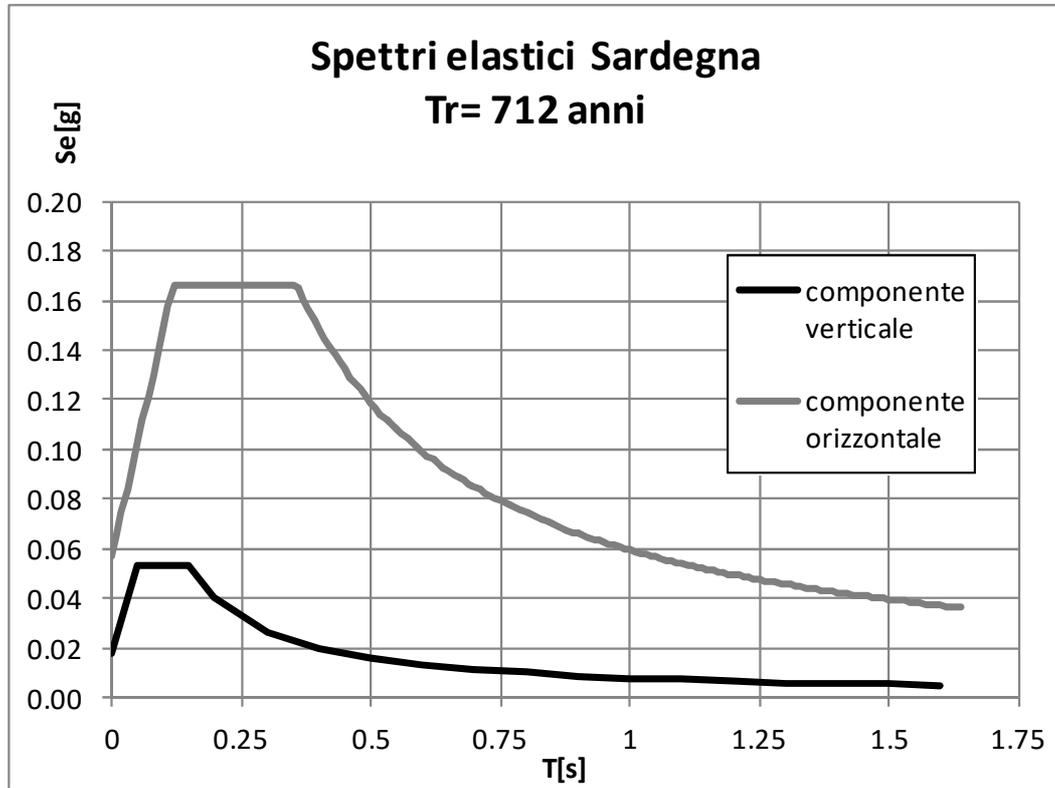
I parametri ottenuti per interpolazione da quelli della tabella 2 sono i seguenti:

SLV	$T_r = 712$ anni
$a_g$ [g]	0.057
$F_o$	2.936
$T_c^*$ [s]	0.358

Considerate le caratteristiche dei terreni di fondazione (vedasi relazione geotecnica) e quelle topografiche si assume una categoria di sottosuolo "A" ( $S_s = 1.0$ ) ed un coefficiente topografico  $T_1$  ( $S_T = 1.0$ ).

In definitiva dunque le due componenti degli spettri sismici per lo SLV sono i seguenti :

SLV	componente Orizz.	Componente Vert.
$a_g$ [g]	0.057	0.018
$F_{o,v}$	2.936	0.943
$T_b$ [s]	0.119	0.05
$T_c$ [s]	0.358	0.15
$T_c$ [s]	10.827	1.00
$\eta$	1	1



 <b>RFI</b> RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	<b>VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA</b> <b>VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA</b>												
<b>VI02 - Viadotto in acciaio</b> <b>Relazione di calcolo spalle e fondazioni</b>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RR0H</td> <td>04</td> <td>D13CL</td> <td>VI0204001</td> <td>B</td> <td>21 di 72</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	21 di 72
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	21 di 72								

## 6 ANALISI GLOBALE SPALLA

### 6.1 Coefficienti di spinta del terreno

#### 6.1.1 Fase statica

La spalla in favore di sicurezza viene considerata quale rigida ai fini della valutazione della spinta orizzontale della terra. La forza statica è stata dunque valutata attraverso il coefficiente di spinta a riposo calcolata con la relazione:

$$K_0 = 1 - \tan(\varphi')$$

Nel caso in esame tale coefficiente vale:  $K_0 = 1 - \tan(38^\circ) = 0.384$ .

La risultante della spinta è posta ad 1/3 dal basso rispetto all'altezza totale H.

#### 6.1.2 Fase sismica

La sovra spinta sismica del terreno a tergo della spalla viene calcolata secondo la teoria di Wood:

$$\Delta S = \frac{a_g}{g} \cdot S_s \cdot S_T \cdot \gamma_T H^2$$

essa agisce alla quota 1/2 dell'altezza della spalla (H)

Il metodo prevede l'individuazione di un coefficiente sismico orizzontale  $k_h$  ed uno verticale  $k_v$ , valutati secondo le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \cdot S_T \cdot S_s \cdot a_g / g$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h$$

Nel caso in esame si assume  $\beta_m = 1$  (strutture rigide).

Sulla base delle NTC08, il valore dell'accelerazione al suolo amplificata dai terreni presenti al di sotto della fondazione risulta pari a:

$$PGA = 0.057 \text{ g}$$

Risulta dunque:

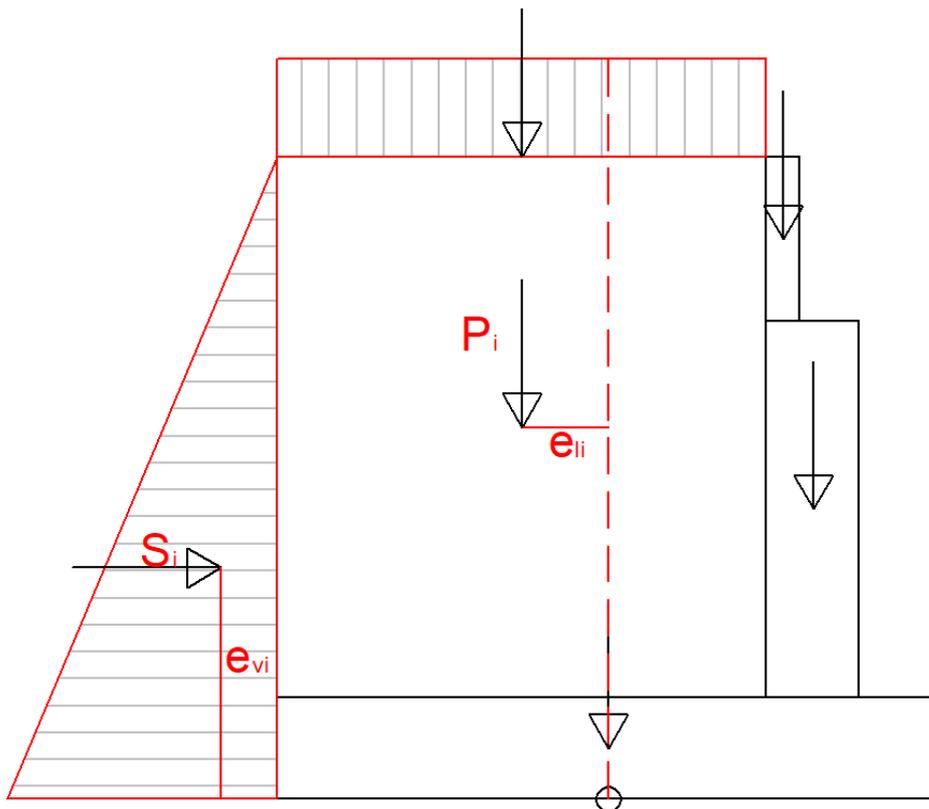
$$k_h = \beta_m \cdot PGA / g = \beta_m \cdot S_T \cdot PGA / g = 1 \cdot 1.0 \cdot 0.057 = 0.57$$

$$k_v = \pm 0.028$$

## 6.2 Carichi da spalla

Si adotta la seguente simbologia:

- $b_l$  dimensione dell'elemento in direzione longitudinale [m]
- $b_t$  dimensione dell'elemento in direzione trasversale [m]
- $h$  altezza dell'elemento [m]
- $V/A$  volume/area dell'elemento [ $m^3 m^2$ ]
- $P$  peso dell'elemento/sovraccarico [kN]
- $e_l e_t e_v$  eccentricità del carico rispetto al baricentro della fondazione rispettivamente longitudinale, trasversale e verticale [m]
- $m_l, m_t$  contributo del carico in termini di momento longitudinale e trasversale [kNm]



**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	23 di 72

### 6.2.1 *Peso proprio della struttura*

ELEMENTI	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Muro Paraghiaia	0.50	8.60	3.10	13.3	333	0.60	0.00	9.50	200	0
Muro frontale	1.90	8.60	7.00	114.4	2860	1.40	0.00	5.25	4003	0
Muro andatore SX	4.85	1.50	9.85	71.6	1791	-2.00	-4.00	6.90	-3582	-7164
Muro andatore DX	4.85	1.50	9.85	71.7	1791	-2.00	-4.00	6.90	-3583	-7166
Fondazione	8.75	9.60	2.00	168.0	4200	0.00	0.00	1.00	0	0

### 6.2.2 *Peso proprio del rinterro*

	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	V [m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Rinterro	4.85	5.60	9.85	267.4	5349	-2.00	0.00	6.90	-10698	0

### 6.2.3 *Peso proprio dei sovraccarichi permanenti*

Per il peso della massicciata ferroviaria (comprensiva di armamento) si assume uno spessore equivalente di 0.8m e peso per unità di volume pari a 20 KN/m<sup>3</sup>.

	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	qp[kN/m <sup>3</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
sovrastuttura ferroviaria	4.85	5.60	9.85	267.4	5349	-2.00	0.00	6.90	-10698	0

### 6.2.4 *Sovraccarichi accidentali*

Si assume un carico da traffico pari a 50 kPa, applicato uniformemente su una striscia di terreno larga 2.75 m in asse al binario.

	b <sub>l</sub> [m]	b <sub>t</sub> [m]	h [m]	q <sub>v</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	P [kN]	e <sub>l</sub> [m]	e <sub>t</sub> [m]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>l</sub> [kN m]	m <sub>t</sub> [kN m]
Accidentali	4.85	7.40	0.80	20.00	574	-2.00	0.00	13.80	-1148	0

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	24 di 72

### 6.2.5 Spinta permanente a tergo della spalla

La spinta del terreno  $F_1$  [kN] presenta una distribuzione triangolare sull'altezza  $H$  del paramento di larghezza  $b$ , con risultante orizzontale espressa dalla formula  $F_1 = 0.5 k_0 \gamma_{\text{terr}} H^2 B$ , applicata ad una quota pari a  $H/3$ .

$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$K_0$	$H$ [m]	$b$ [m]	$F_1$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
20.0	38.00	0.384	11.85	8.60	4639	3.95	18320

### 6.2.6 Spinta del sovraccarico permanente

La spinta del sovraccarico permanente  $F_2$  [kN] presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza  $H$  del paramento di larghezza  $b$ , con risultante orizzontale espressa dalla formula  $F_2 = k_0 q_p B H$ , applicata ad una quota pari a  $H/2$ .

$q$ [kN/mq]	$K_0$	$H$ [m]	$b$ [m]	$F_2$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
16.00	0.384	11.85	8.60	627	5.92	3711

### 6.2.7 Spinta del sovraccarico accidentale

La spinta del sovraccarico accidentale  $F_{qa}$  [kN] presenta una distribuzione rettangolare sull'altezza  $H$  del paramento di larghezza  $b$ , con risultante orizzontale espressa dalla formula  $F_{qa} = k_0 q_a B H$ , applicata ad una quota pari a  $H/2$ .

$q$ [kN/mq]	$K_0$	$H$ [m]	$b$ [m]	$F_{qa}$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
50.00	0.384	11.85	8.60	1958	5.92	11598

### 6.2.8 Azioni sismiche

#### Incremento della spinta del terreno in fase sismica

L'incremento della spinta del terreno in fase sismica secondo la formulazione di Wood vale:

$a/g$	$S$	$\beta_m$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$H$ [m]	$b$ [m]	$\Delta E_d$ [kN]	$e_v$ [m]	$m_l$ [kN m]
0.057	1	1.00	20.0	11.85	8.6	1376	5.92	8151

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	25 di 72

### Forza inerziale delle masse

Nella tabella che segue si riportano le forze d'inerzia dei vari elementi che costituiscono la struttura.

	P [kN]	Direzione orizzontale			Direzione verticale		
		E.I. [kN]	e <sub>v</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]	E.I. [kN]	e <sub>i</sub> [m]	m <sub>i</sub> [kN m]
Muro Paraghiaia	333	19	9.50	180	9	0.60	6
Muro frontale	2860	163	5.25	856	81	1.40	114
Muro andatore SX	1791	102	6.90	704	51	-2.00	-102
Muro andatore DX	1791	102	6.90	705	51	-2.00	-102
Fondazione	4200	239	1.00	239	120	0.00	0
Terreno di rinterro	5349	305	6.90	2104	152	-2.00	-305

### **6.2.9 Scarichi degli appoggi**

Gli scarichi dell'impalcato sugli appoggi in fase statica ed in fase sismica allo SLV sono desunti dall'analisi strutturale dell'impalcato, a cui si rimanda per maggiori dettagli.

### **6.3 Azioni agenti all'intradosso della fondazione**

La tabella riassume i carichi elementari riportati al baricentro della fondazione.

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	26 di 72

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	
Peso proprio	10975	-2962	-14330	0	0	STATICA
Peso rinterro	5349	-10698	0	0	0	
sovrastuttura ferroviaria	574	-1148	0	0	0	
peso accidentali traffico	667	-1334	0	0	0	
Spinta terreno (K0)	0	18320	0	4639	0	
Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	0	3711	0	627	0	
Spinta acc. Traffico (K0)	0	11598	0	1958	0	
Incremento spinta sismica terreno	0	8151	0	1376	0	SISMICA
Effetti inerziali struttura long.	0	4788	0	930	0	
Effetti inerziali struttura trasv.	0	0	4788	0	930	
Effetti inerziali verticali (+)	465	-389	0	0	0	
G1	1505	2408	0	0	0	AZIONI DA IMPALCATO
G2	1114	1783	-1	0	0	
LM 71 gruppo 1	1838	8059	1509	545	242	
SW/2 gruppo 1	2017	7880	1660	495	243	
LM 71 gruppo 3	1838	13177	704	1089	123	
SW/2 gruppo 3	2017	12533	826	990	121	
Resistenza parassita vincoli	0	2672	0	284	0	
Vento	0	0	1401	0	184	
Sisma long	0	1404	0	149	0	
Sisma trasv	0	0	702	0	75	
Sisma vert	24	38	0	0	0	

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	27 di 72

### 6.3.1 Coefficienti di combinazione

#### AZIONI DA SPALLA

	Peso proprio	Peso rinterro	sovrastuttura ferroviaria	peso accidentali traffico	Spinta terreno (K0)	Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	Spinta acc. Traffico (K0)	Incremento spinta sismica terreno	Effetti inerziali struttura long.	Effetti inerziali struttura trasv.	Effetti inerziali verticali (+)
SLE1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE2	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE3	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE4	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLE5	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU1	1.35	1.35	1.50	0.00	1.35	1.35	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU2	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU3	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU4	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLU5	1.35	1.35	1.50	1.45	1.35	1.35	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00
SLV1	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.30	0.30
SLV2	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.30	-0.30
SLV3	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	0.30	1.00	0.30
SLV4	1.00	1.00	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	1.00	0.30	1.00	-0.30

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	28 di 72

**AZIONI DA IMPALCATO**

	G1	G2	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Resistenza parassita vincoli	Vento	Sisma long	Sisma trasv	Sisma vert
SLE1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00
SLE2	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE3	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE4	1.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLE5	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	0.00	0.00	0.00
SLU1	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	0.00
SLU2	1.35	1.50	1.45	0.00	0.00	0.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLU3	1.35	1.50	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLU4	1.35	1.50	0.00	0.00	1.45	0.00	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLU5	1.35	1.50	0.00	0.00	0.00	1.45	1.20	0.90	0.00	0.00	0.00
SLV1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.30	0.30
SLV2	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00	0.00	1.00	0.30	-0.30
SLV3	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	1.00	0.30
SLV4	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.30	1.00	-0.30

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	29 di 72

**6.3.2 Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso)**

	N [kN]	Ml [kNm]	Mt [kNm]	Fl [kN]	Ft [kN]
SLE1	20184	10080	-12929	5266	184
SLE2	22022	32409	-11981	8052	352
SLE3	22201	32230	-11830	8003	353
SLE4	22022	37527	-12786	8597	233
SLE5	22201	36883	-12664	8498	231
SLU1	26602	15504	-17244	7109	276
SLU2	30234	45278	-15897	11078	517
SLU3	30494	45019	-15679	11006	518
SLU4	30234	52700	-17065	11868	344
SLU5	30494	51766	-16888	11724	341
SLV1	20165	33011	-12543	8615	326
SLV2	19872	33222	-12543	8615	326
SLV3	20165	27653	-8538	7750	1054
SLV4	19872	27864	-8538	7750	1054

## 7 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 7.1 Sollecitazioni di calcolo

La tabella seguente riassume le sollecitazioni combinate all'intradosso della fondazione e le dimensioni "efficaci" della fondazione.

	<b>N</b> [kN]	<b>Ml</b> [kNm]	<b>Mt</b> [kNm]	<b>Fl</b> [kN]	<b>Ft</b> [kN]	<b>B'</b> [m]	<b>L'</b> [m]
SLU1	26602	15504	-17244	7109	276	7.58	8.30
SLU2	30234	45278	-15897	11078	517	7.58	8.30
SLU3	30494	45019	-15679	11006	518	7.58	8.30
SLU4	30234	52700	-17065	11868	344	7.58	8.30
SLU5	30494	51766	-16888	11724	341	7.58	8.30
SLV1	20165	33011	-12543	8615	326	7.58	8.30
SLV2	19872	33222	-12543	8615	326	7.58	8.30
SLV3	20165	27653	-8538	7750	1054	7.58	8.30
SLV4	19872	27864	-8538	7750	1054	7.58	8.30

Le verifiche sono state condotte secondo l'approccio 2 (A1-M1-R3), a cui corrispondono i seguenti fattori di sicurezza sulle resistenze e delle caratteristiche del terreno di fondazione:

(R3)	Capacità portante	Scorrimento
$\gamma_r$	2.3	1.1

Parametri geotecnici (M1)	
c (MPa)	0
$\phi$ (°)	58

### 7.2 Verifica a capacità portante

La verifica a capacità portante è definita dalla relazione:

$$q_{lim}/\gamma_r \geq q_{es}$$

Il valore del carico limite del terreno di fondazione è stato determinato con la formula di Terzaghi, opportunamente modificata tramite fattori correttivi:

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	31 di 72

$$q_{lim} = c N_c s_c i_c d_c b_c g_c z_c + q N_q s_q i_q d_q b_q g_q z_q + N_\gamma \gamma (B'/2) s_\gamma i_\gamma d_\gamma b_\gamma g_\gamma z_\gamma$$

$c'$  = coesione efficace;

$\gamma$  = peso per unità di volume del terreno di fondazione;

$B'$  = larghezza fondazione equivalente con carico centrato;

$N_c N_q N_\gamma$  = Fattori di capacità portante;

$s_c s_q s_\gamma$  = fattori di forma;

$i_c i_q i_\gamma$  = fattori di inclinazione del carico;

$d_c d_q d_\gamma$  = fattori di profondità del piano d'appoggio;

$b_c b_q b_\gamma$  = fattori di inclinazione base della fondazione;

$g_c g_q g_\gamma$  = fattori di inclinazione del piano di campagna;

$z_c z_q z_\gamma$  = fattori in fase sismica (Paolucci-Pecker 1977).

La pressione massima agente è stata determinata come segue:

$$q_{es} = N/B'L'$$

$N$  = azione normale alla fondazione

$B', L'$  = dimensioni della fondazione equivalente con carico centrato:  $B' = B - 2e_{trasv}$ ,  $L' = L - 2e_{long}$ .

La tabella seguente esplicita i parametri impiegati per il calcolo della capacità portante della fondazione.

	$q$ [kPa]	$N_q$ [kPa]	$s_q$	$i_q$	$d_q$	$b_q$	$g_q$	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$N_\gamma$ [kPa]	$s_\gamma$	$i_\gamma$	$d_\gamma$	$b_\gamma$	$g_\gamma$
<b>SLU1</b>	18.00	1856	2.11	0.62	1.02	1.00	1.00	19.00	5942	2.11	0.46	1.00	1.00	1.00
<b>SLU2</b>	18.00	1856	2.11	0.50	1.02	1.00	1.00	19.00	5942	2.11	0.32	1.00	1.00	1.00
<b>SLU3</b>	18.00	1856	2.11	0.51	1.02	1.00	1.00	19.00	5942	2.11	0.32	1.00	1.00	1.00
<b>SLU4</b>	18.00	1856	2.11	0.47	1.02	1.00	1.00	19.00	5942	2.11	0.28	1.00	1.00	1.00
<b>SLU5</b>	18.00	1856	2.11	0.48	1.02	1.00	1.00	19.00	5942	2.11	0.29	1.00	1.00	1.00
<b>SLV1</b>	18.00	1856	2.11	0.42	1.02	1.00	1.00	19.00	5942	2.11	0.24	1.00	1.00	1.00
<b>SLV2</b>	18.00	1856	2.11	0.41	1.02	1.00	1.00	19.00	5942	2.11	0.23	1.00	1.00	1.00
<b>SLV3</b>	18.00	1856	2.11	0.47	1.02	1.00	1.00	19.00	5942	2.11	0.29	1.00	1.00	1.00
<b>SLV4</b>	18.00	1856	2.11	0.46	1.02	1.00	1.00	19.00	5942	2.11	0.28	1.00	1.00	1.00

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	32 di 72

A vantaggio di sicurezza si trascura il contributo del terreno di ricoprimento, l'affondamento della fondazione è dunque pari al suo spessore.

La falda è stata considerata a quota del piano di fondazione.

La tabella riassume i risultati delle verifiche:

	Capacità portante		
	qrd [kPa]	qed [kPa]	FS=qrd/qed [-]
SLU1	104355	422	>100
SLU2	74356	480	>100
SLU3	75851	484	>100
SLU4	67522	480	>100
SLU5	69606	484	>100
SLV1	55270	320	>100
SLV2	53776	315	>100
SLV3	65766	320	>100
SLV4	64276	315	>100

### 7.3 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento è definita dalla relazione:

$$S_{rd} = S_d / \gamma_r \geq S_{ed}$$

L'azione resistente è stata calcolata tramite la relazione:

$$S_d = N \tan(\varphi) + c' B' L'$$

N = azione normale alla fondazione

c' = coesione efficace (assunto nullo)

B', L' = dimensioni della fondazione equivalente con carico centrato

S<sub>ed</sub> = azione orizzontale agente sulla fondazione;

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	33 di 72

	Scorrimento		
	Srd [kN]	Sed [kN]	FS=Srd/Sed [-]
SLU1	43986	11090	3.97
SLU2	43986	11090	3.97
SLU3	44364	11019	4.03
SLU4	43986	11873	3.70
SLU5	44364	11729	3.78
SLV1	29337	8621	3.40
SLV2	28911	8621	3.35
SLV3	29337	7822	3.75
SLV4	28911	7822	3.70

## 8 VERIFICA A RIBALTAMENTO

Lo stato limite di ribaltamento deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di un corpo rigido (EQU) adoperando i coefficienti parziali del gruppo M2 per il calcolo delle spinte.

Parametri geotecnici ridotti (M2)	
$\gamma_{terr}$ [KN/m <sup>3</sup> ]	20
c (MPa)	0
$\phi$	32

### 8.1 Verifica a ribaltamento in condizioni statiche

Di seguito si riportano i calcoli delle azioni agenti sulla spalla in termini di forze orizzontali e verticali e momenti valutati rispetto al piede di valle del plinto di fondazione, dove:

$F_l$  = forza orizzontale agente in direzione longitudinale

$e_z$  = eccentricità della forza  $F_l$  rispetto al piede di valle di intradosso del piano di fondazione,

$M = F_l * e_z$ ,

$N$  = azione verticale

$e_x$  = eccentricità delle forze verticali rispetto al piede di valle della fondazione.

Spinte			
Azione	$F_l$ [kN]	$e_z$ [m]	$M$ [kNm]
Spinta del terreno (statica)	5673	3.95	-22402
Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	766	5.92	-4538
Incremento spinta per carichi accidentali	2394	5.92	-14182

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	35 di 72

Azioni peso proprio spalla e rinterro			
Elemento	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
Muro Paraghiaia	333	4.45	1483
Muro frontale	2860	2.95	8436
Muro andatore SX	1791	6.30	11283
Muro andatore DX	1791	6.30	11286
Fondazione	4200	4.38	18375
Terreno di rinterro	5349	6.30	33698
sovrastuttura ferroviaria	574	6.30	3618
Accidentali	667	6.30	4201

Azione da impalcato: carichi verticali			
Azione	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
G1	1505	2.80	4213
G2	1114	2.80	3120
LM 71 gruppo 1	1838	2.80	5146
SW/2 gruppo 1	2017	2.80	5648
LM 71 gruppo 3	752	2.80	2107
SW/2 gruppo 3	557	2.80	1560
Resistenza parassita vincoli	0	2.90	0

Azione da impalcato: forze longitudinali			
Azione	Fl [kN]	ez [m]	M [kNm]
G1	0	9.40	0
G2	0	9.40	0
LM 71 gruppo 1	-545	9.40	-5118
SW/2 gruppo 1	-495	9.40	-4653
LM 71 gruppo 3	-1089	9.40	-10237
SW/2 gruppo 3	-990	9.40	-9306
Resistenza parassita vincoli	-284	9.40	-2672

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	36 di 72

Le azioni elementari sono state combinate secondo i seguenti coefficienti:

### AZIONI DA SPALLA

		Spinta del terreno	Incremento spinta per sovraccarico sovrastuttura	Incremento spinta per carichi accidentali	Muro Paraghiaia	Muro frontale	Muro andatore SX	Muro andatore DX	Fondazione	Terreno di rinterro	sovrastuttura ferroviaria	Accidentali
EQU	0	1.10	1.10	0.00	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.00
	1	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50
	2	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50
	3	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50
	4	1.10	1.10	1.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	1.50

### AZIONI DA IMPALCATO

		G1	G2	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Resistenza parassita vincoli
EQU	0	0.90	0.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	1	0.90	0.90	1.50	0.00	0.00	0.00	1.00
	2	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	0.00	1.00
	3	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	0.00	1.00
	4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.50	1.00

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	37 di 72

I risultati delle verifiche sono riassunti nella tabella seguente.

Ribaltamento (Statica)	M stab [KNm]	M destab [KNm]	FS = $M_{stab}/M_{destab}$ [-]
EQU0	85961	-29634	2.90
EQU1	99983	-61256	1.63
EQU2	94134	-60559	1.55
EQU3	88822	-68934	1.29
EQU4	88003	-67538	1.30

## 8.2 Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche

Alle azioni precedentemente menzionate (statica) si aggiungono, l'incremento di spinta sismica del terreno a tergo della spalla, le azioni inerziali e le reazioni sismiche degli appoggi dell'impalcato.

	FI [kN]	ez [m]	M [kNm]
Incremento spinta sismica	-1376	5.92	-8151

AZIONI INERZIALI	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Muro paraghiaia	9.5	4.45	42	-19	9.50	-180
Muro frontale	81.5	2.95	240	-163	5.25	-856
Muro andatore SX	51.0	6.30	322	-102	6.90	-704
Muro andatore DX	51.1	6.30	322	-102	6.90	-705
Fondazione	119.7	4.38	524	-239	1.00	-239
Terreno di rinterro	152.4	6.30	960	-305	6.90	-2104
<b>Azioni inerziali complessive</b>			<b>2410</b>			<b>-4788</b>

Azioni sismiche da impalcato	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Sisma long	0	2.8	0	-299	9.4	-2807
Sisma vert	47	2.8	132	0	8.9	0



**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	39 di 72

**AZIONI DA IMPALCATO**

		G1	G2	LM 71 gruppo 1	SW/2 gruppo 1	LM 71 gruppo 3	SW/2 gruppo 3	Resistenza parassita vincoli	Sisma long	Sisma vert
EQU SISMA ( $x+0.3z$ )	1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	2	1.00	0.20	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	3	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	4	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	5	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
EQU SISMA ( $0.3x+z$ )	6	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	7	1.00	0.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	8	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	9	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	10	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
EQU SISMA ( $x-0.3z$ )	11	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	12	1.00	0.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	13	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	14	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	15	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EQU SISMA ( $0.3x-z$ )	16	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	17	1.00	0.00	1.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	18	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	1.00
	19	1.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.20	0.00	1.00
	20	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00

I risultati delle verifiche sono riassunti nella tabella seguente.

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	40 di 72

Ribaltamento (sismica)		M stab [KNm]	M destabil [KNm]	FS = M <sub>stab</sub> /M <sub>destab</sub> [-]
EQU SISMA (x+0.3z)	1	96235	-45910	2.10
	2	105926	-59359	1.78
	3	105193	-59173	1.78
	4	104881	-57846	1.81
	5	104881	-57873	1.81
EQU SISMA (0.3x+z)	6	97922	-42559	2.30
	7	106989	-62528	1.71
	8	106880	-62342	1.71
	9	106568	-61015	1.75
	10	102355	-61042	1.68
EQU SISMA (x-0.3z)	11	94789	-45910	2.06
	12	103856	-65880	1.58
	13	103747	-65694	1.58
	14	103435	-64367	1.61
	15	95629	-54061	1.77
EQU SISMA (0.3x-z)	16	93102	-42559	2.19
	17	102169	-62528	1.63
	18	102060	-62342	1.64
	19	101748	-61015	1.67
	20	97535	-61042	1.60

## 9 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE

### 9.1 Sollecitazioni combinate intradosso fondazione

La tabella seguente riporta i carichi combinati agenti sul piano di fondazione.

combo	N [kN]	MI [kNm]	Mt kNm]	F [kN]	Ft [kN]
SLE1	20184	10080	-12929	5266	184
SLE2	22022	32409	-11981	8052	352
SLE3	22201	32230	-11830	8003	353
SLE4	22022	37527	-12786	8597	233
SLE5	22201	36883	-12664	8498	231
SLU1	26602	15504	-17244	7109	276
SLU2	30234	45278	-15897	11078	517
SLU3	30494	45019	-15679	11006	518
SLU4	30234	52700	-17065	11868	344
SLU5	30494	51766	-16888	11724	341
SLV1	20172	34426	-12332	8764	349
SLV2	19865	34614	-12332	8764	349
SLV3	20172	28086	-7837	7795	1128
SLV4	19865	28274	-7837	7795	1128

### 9.2 Verifiche strutturali del plinto

La verifica dell'armatura viene eseguita con riferimento alla parte di plinto aggettante dal muro frontale della spalla.

Nella tabella sono riportate le pressioni del terreno esercitate sul plinto di fondazione nelle combinazioni prese in esame (SLE\_rara, SLU e SLV), direzione longitudinale.

Si indicano i seguenti termini:

$$e_{long} = \frac{M_{long}}{N}$$

Se  $e_{long} < B_{long} / 6$

$$q_{max} = \frac{N}{B_{long} * B_{trasv} * \left(1 + \frac{6 * e_{long}}{B_{long}}\right)}$$

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	42 di 72

$$q_{min} = \frac{N}{B_{long} * B_{trasv} * \left(1 - \frac{6 * e_{long}}{B_{long}}\right)}$$

Se  $e_{long} \geq B_{long} / 6$

$$q_{min} = \frac{2 * N}{3 * u * B_{trasv}}$$

$$q_{min} = 0$$

$$u = \frac{B_{long}}{2} - e_{long}$$

combo	e_long [m]	qmax [kPa]	qmin [kPa]
SLE1	0.50	323	158
SLE2	1.47	527	0
SLE3	1.45	527	1
SLE4	1.70	573	0
SLE5	1.66	568	0
SLU1	0.58	443	190
SLU2	1.50	730	0
SLU3	1.48	731	0
SLU4	1.74	798	0
SLU5	1.70	791	0
SLV1	1.71	525	0
SLV2	1.74	524	0
SLV3	1.39	469	11
SLV4	1.42	467	6

Lo schema di calcolo è quello di mensola L= 2.0m.

All'azione della pressione del terreno si sottrae quella legata al peso della fondazione, ignorando, a vantaggio di sicurezza, il contributo del peso del terreno di ricopimento.

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	43 di 72

combo	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE1	570	508
SLE2	1295	591
SLE3	1135	835
SLE4	1431	616
SLE5	1415	618
SLU1	925	729
SLU2	1797	852
SLU3	1797	857
SLU4	2000	889
SLU5	1976	891
SLV1	1312	556
SLV2	1313	550
SLV3	1009	734
SLV4	1005	729

I valori massimi risultano:

max	M ed [kNm/m]	V ed [KN/m]
SLE	1431	835
SLU-SLV	2000	891

### 9.2.1 Verifica a flessione SLU – SLE

Il plinto viene armato con una maglia inferiore costituita da barre  $\varnothing 32$  passo 15cm (longitudinale) e barre  $\varnothing 26$  passo 20cm (trasversale); mentre la maglia superiore è costituita da barre  $\varnothing 24$  passo 20cm in entrambe le direzioni.

Essendo la mensola molto tozza (luce / spessore  $\leq 1$ ), si procede alla verifica dell'armatura di flessione mediante un modello tirante puntone, schematizzando la forza sollecitante applicata a 2/3 della lunghezza della mensola del plinto.

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

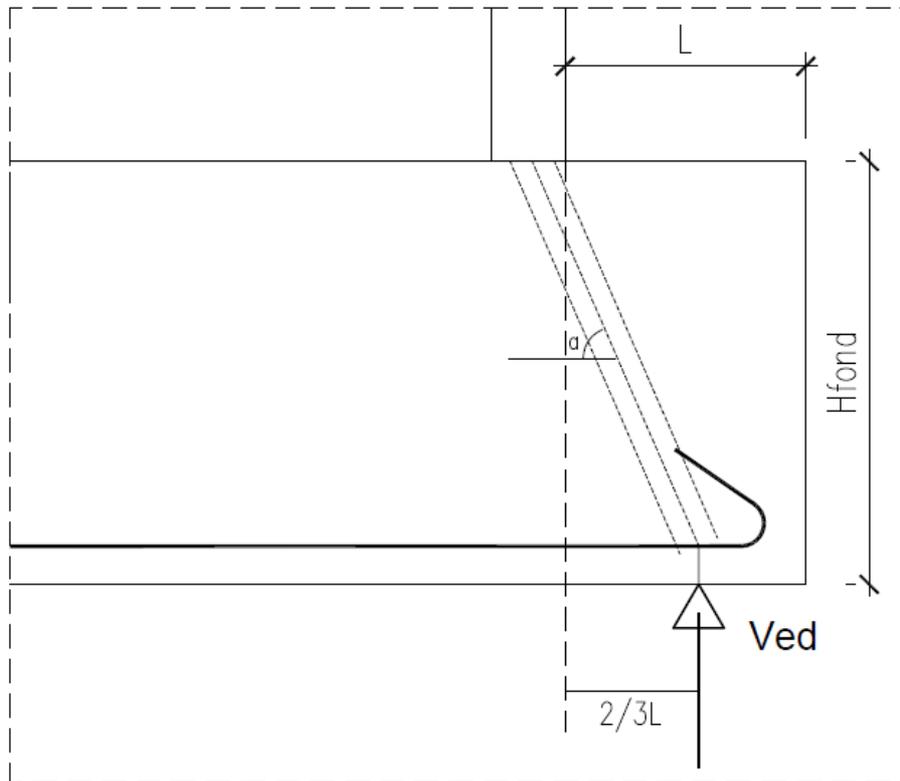
04

D13CL

VI0204001

B

44 di 72



$$\operatorname{tg} a = (H_{\text{fond}} - c) / (2/3L + 0.2s_{\text{muro frontale}}) = 1.12$$

$a = 48^\circ$  (angolo di inclinazione puntone compresso)

### Verifica dell'armatura tesa

Il tiro sull'armatura vale :

$$T_{slu} = V_{ed,slu} / \operatorname{tg} a = 795 \text{ KN/m}$$

$$T_{sle} = V_{ed,sle} / \operatorname{tg} a = 745 \text{ KN/m}$$

La tensione massima sull'armatura è (barre  $\phi 32 / 15\text{cm}$ ):

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 148 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 139 \text{ Mpa}$$

La tensione sulla barra allo SLU è minore di quella di calcolo dell'acciaio ( $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$ ) pertanto la verifica è soddisfatta.

Allo SLE si procede alla verifica a fessurazione:

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	45 di 72

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	150 mm
diametro medio barre	Φ (barre)	32 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	80 mm
altezza efficace	hc,eff	200 -
classe cls	cls C	25 MPa
tensione max barra	σs	139 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
(fisso)	k3	3.4 -
(fisso)	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	ε sm - ε cr
	4.05E-04 -
distanza max fessure	s r, max
	4.21E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
<b>wk</b>	<b>0.17 mm</b>
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

### Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 1194 \text{ KN/m}$$

La resistenza della biella compressa vale

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 10829 \text{ KN/m} > P_{slu}$$

La verifica è soddisfatta.

### Verifica a taglio SLU

L'armatura a taglio del plinto è costituita da spille/cavallotti chiusi  $\phi 16$  passo 20x50cm .

Resistenza dell'armatura :

$$V_{Rds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 1358 \text{ KN/m}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	46 di 72

*Resistenza della biella compressa:*

$$VR_{dc} = 0.9 d * bw * \alpha_c * f'_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 12240 \text{ KN/m}$$

con

$$\alpha_c = 1$$

$$\cotg \alpha = 1$$

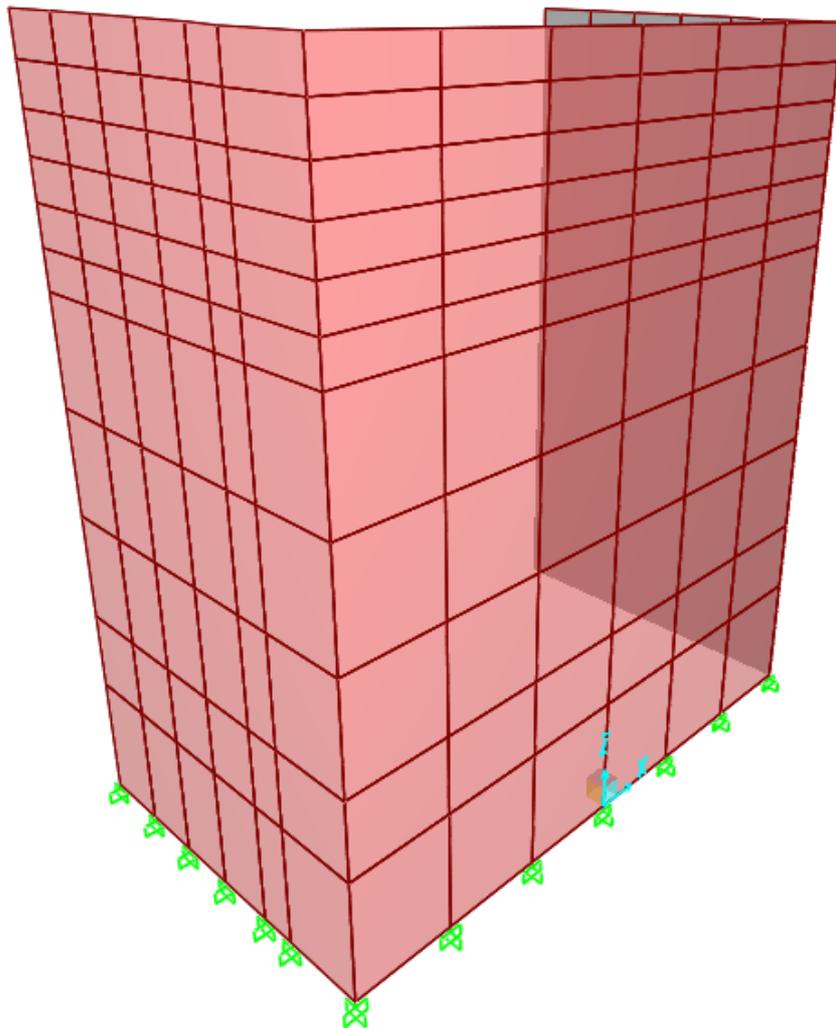
$$\cotg \theta = 1$$

$$VR_d = \min (VR_{ds}; VR_{dc}) = 1358 \text{ KN/m} > V_{Ed}$$

## 10 VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE

### 10.1 Modello di calcolo

Le analisi sono state condotte con il programma di calcolo agli EF SAP2000. Il modello rappresenta i muri di elevazione della spalla considerati incastrati alla base.



VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	48 di 72

## 10.2 Carichi applicati e combinazioni

Per le azioni generali e le loro combinazioni si rimanda ai paragrafi precedenti; ai fini delle verifiche condotte in questa sezione, si esplicitano le azioni relative alle spinte del terreno che interessano le strutture di elevazione della spalla.

### 10.2.1 Spinta statica

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K_0$	H [m]	<b>S [kN/m]</b>
Spinta del terreno	20.0	0.384	9.85	<b>373</b>

### 10.2.2 Spinta sismica

L'incremento della spinta del terreno in fase sismica viene calcolato secondo la formulazione di Wood.

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	a/g [-]	S	$\beta_m$	H [m]	<b><math>\Delta S_{ae}</math> [kN/m]</b>
Spinta del rinterro (+)	20.0	0.057	1.0	1.0	9.85	<b>111</b>

### 10.2.3 Spinta carichi permanenti

	q [kN/mq]	$K_0$	H [m]	<b><math>S_p</math> [kN/m]</b>
spinta sovraccarico sovrastruttura	16.0	0.384	9.85	<b>61</b>

### 10.2.4 Spinta carichi accidentali

	q [kN/mq]	$K_0$	H [m]	<b><math>S_a</math> [kN/m]</b>
Incremento spinta per carichi accidentali q1	50.0	0.384	9.85	<b>189</b>

**VI02 - Viadotto in acciaio**

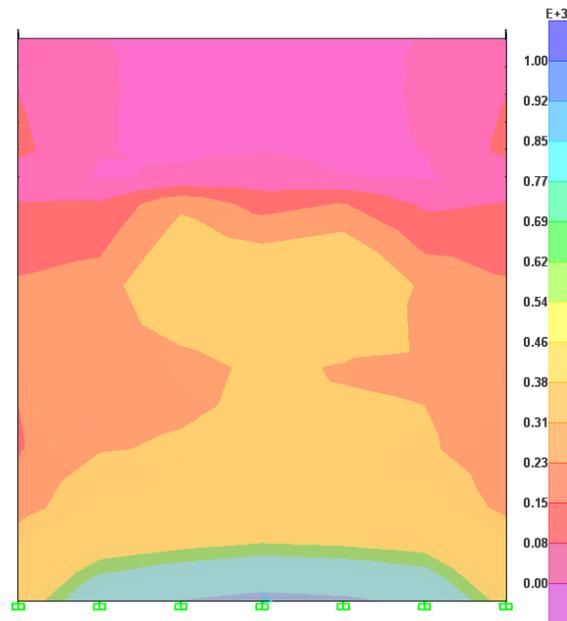
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	49 di 72

### 10.3 Verifica del muro frontale

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

#### SLU

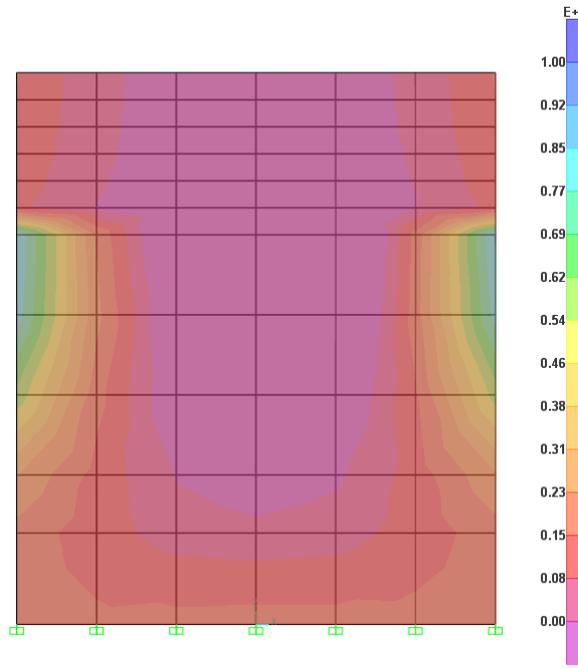


(M22 = 960 kN m/m)

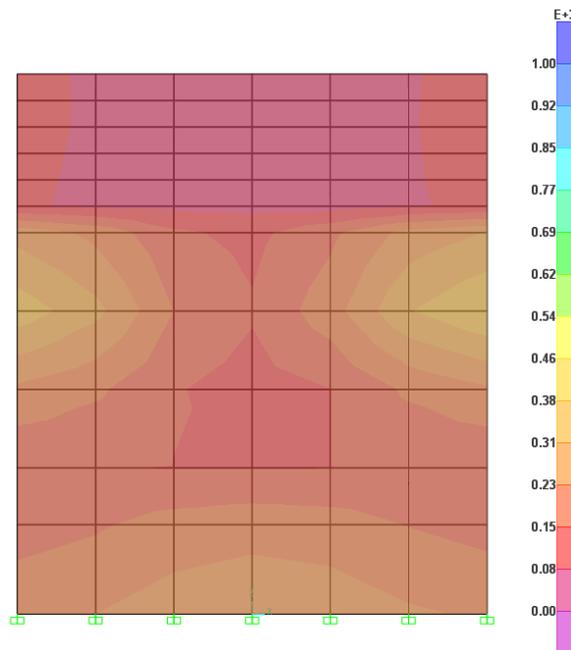
**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	50 di 72



(M11=760 kN m/m)



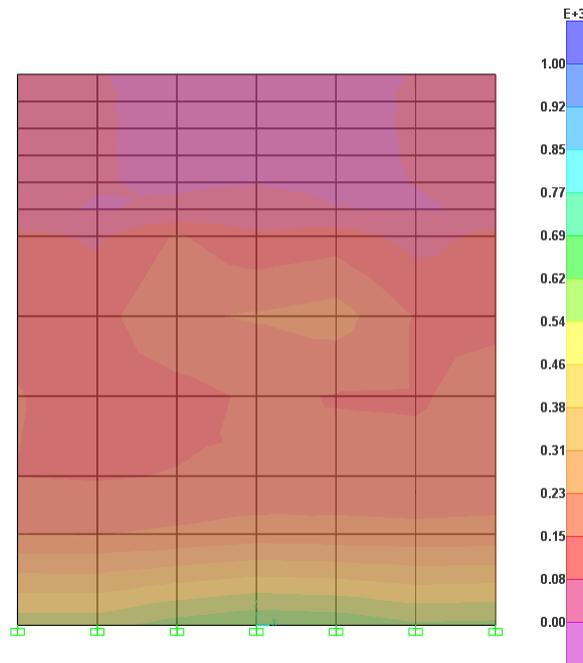
(Vmax = 450 kN)

**VI02 - Viadotto in acciaio**

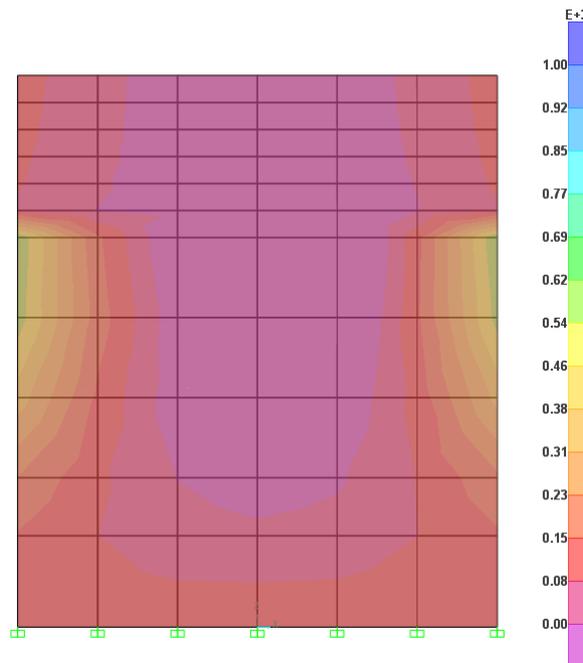
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	51 di 72

**SLE**



(M22=680 kN m)



(M11=540 kN m)

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	52 di 72

### 10.3.1 Verifica a flessione SLU- SLV

#### Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

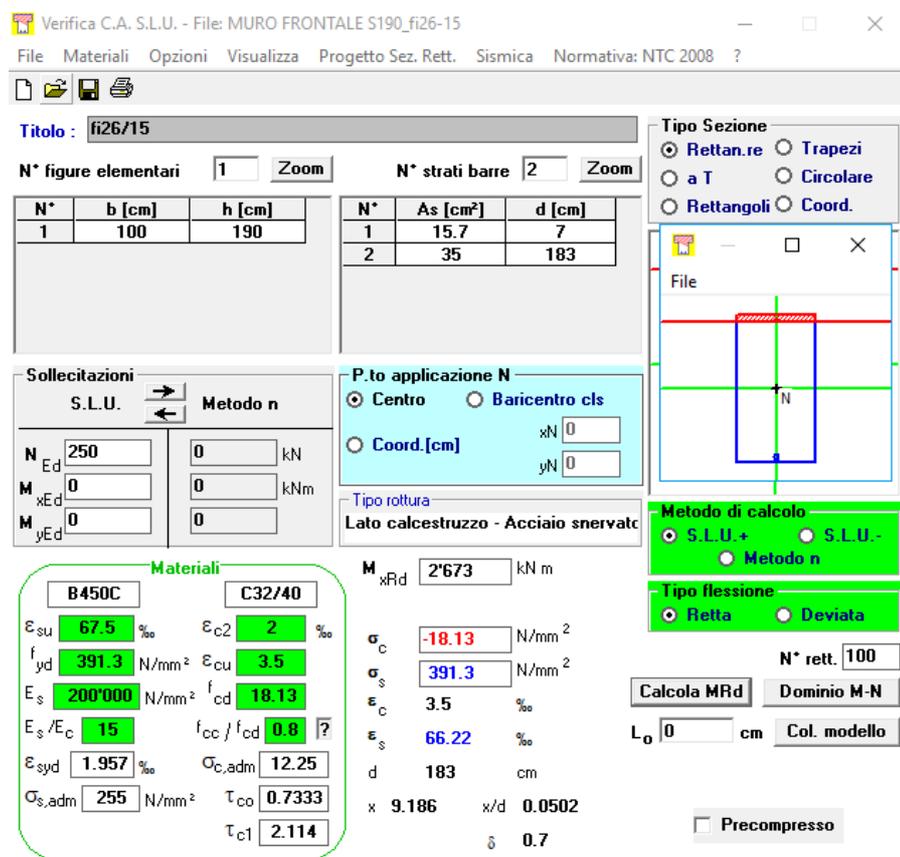
- Dimensioni BxH=(100cmx190cm)
- $\varnothing$  26 mm/15 cm (lato monte) +  $\varnothing$  20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 960 kN m

Ned = 250 kN

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO FRONTALE S190\_fi26-15

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: fi26/15

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	190	1	15.7	7
			2	35	183

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 250 kN  
M<sub>Ed</sub>: 0 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord. [cm]: xN 0, yN 0

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C32/40

E<sub>su</sub>: 67.5‰ E<sub>c2</sub>: 2‰  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub>: 3.5‰  
E<sub>s</sub>: 200000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18.13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
E<sub>syd</sub>: 1.957‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12.25  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.7333  
τ<sub>c1</sub>: 2.114

M<sub>xRd</sub>: 2673 kNm

σ<sub>c</sub>: -18.13 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3.5‰  
ε<sub>s</sub>: 66.22‰  
d: 183 cm  
x: 9.186 x/d: 0.0502  
δ: 0.7

Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso

Mrd (Ned) = 2673 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	53 di 72

### Armatura orizzontale

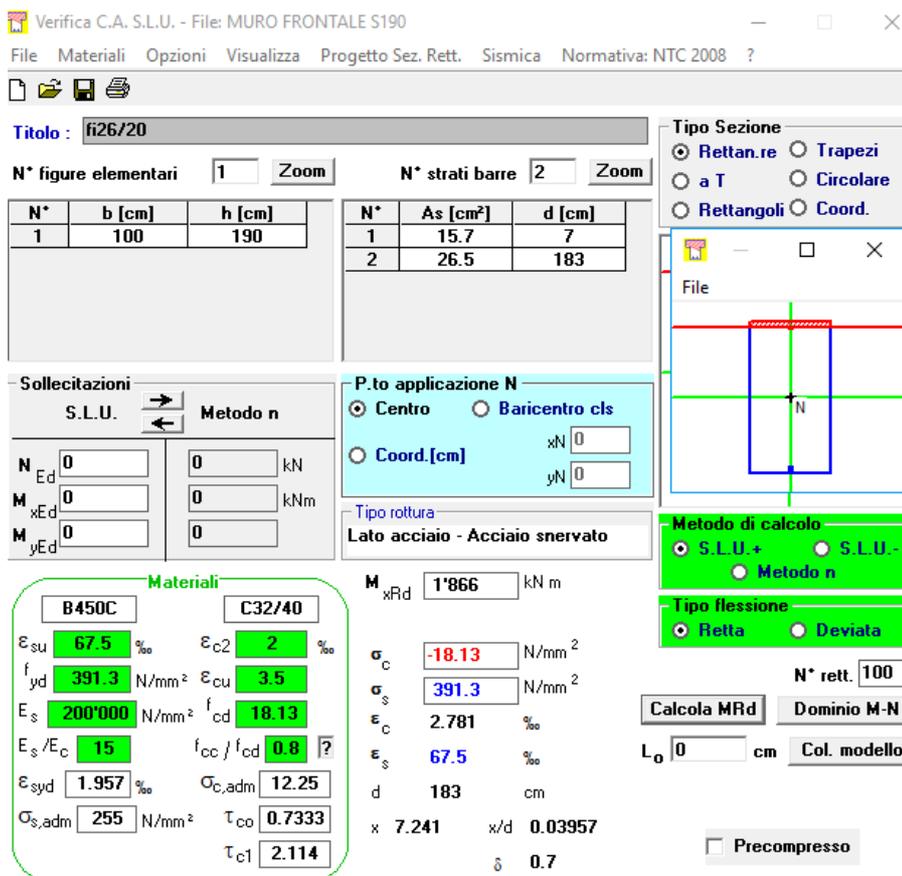
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx190cm)
- $\varnothing$  26 mm/20 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 690 kN m

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO FRONTALE S190

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: fi26/20

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	190	1	15.7	7
			2	26.5	183

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: 0 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls  
Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

Precompresso:

Materiali: B450C C32/40

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18.13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 12.25 ‰  
σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.7333 ‰  
τ<sub>c1</sub>: 2.114 ‰

M<sub>xRd</sub>: 1'866 kN m  
σ<sub>c</sub>: -18.13 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 2.781 ‰  
ε<sub>s</sub>: 67.5 ‰  
d: 183 cm  
x: 7.241 x/d: 0.03957  
δ: 0.7

**Mrd = 1866 KNm/m > Med**

**La verifica è soddisfatta**

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	54 di 72

### 10.3.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

$$V_{ed} = 450 \text{ kN/m}$$

#### Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

Classe cls	$f_{ck}$	32.0	N/mm <sup>2</sup>
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
resistenza di calcolo	$f_{cd}$	18	N/mm <sup>2</sup>
larghezza membratura resistene	$b_w$	1000	mm
altezza membratura resistene	H	1900	mm
altezza utile	d	1710	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	1710000	mm <sup>2</sup>
diametro ferro longitudinale	$\phi_l$	26	mm
area armatura	A	530.9	mm <sup>2</sup>
strato		1	
passo		150	mm
$n_t$ /strato		7	
area armatura totale	$A_l$	3540	mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura	$\rho_l$	0.0021	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	$s_{cp}$	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	k	1.34	
	$v_{min}$	0.31	
	$V_{Rd1}$	517	kN
	$V_{Rd2}$	526	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	526	kN

$$V_{Rd} = 526 \text{ kN/m} > V_{Ed}$$

La verifica è soddisfatta

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	55 di 72

### 10.3.3 Verifica fessurazione SLE

Per le opere sotto binario deve risultare che l'ampiezza massima delle fessure sia inferiore a (strutture a contatto con il terreno):

$$w_1 = 0.20 \text{ mm.}$$

Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure prendendo in esame la combinazione SLE che fornisce la massima tensione di trazione sull'armatura

**Armatura verticale ( $\varnothing$  26mm/15 cm)**

$$\sigma_s = 72 \text{ MPa}$$

note	INPUT	
altezza sezione	h sez	1900 mm
copriferro	copriferro	70 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm
numero barre al m	n.barre	6.67 -
classe cls	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	368 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	72 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
	k3	3.4 -
	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$ 2.10E-04 -
distanza max fessure	s r, max 4.12E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	<b>wk 0.09 mm</b>
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	56 di 72

### Armatura orizzontale ( $\varnothing$ 26mm/20 cm)

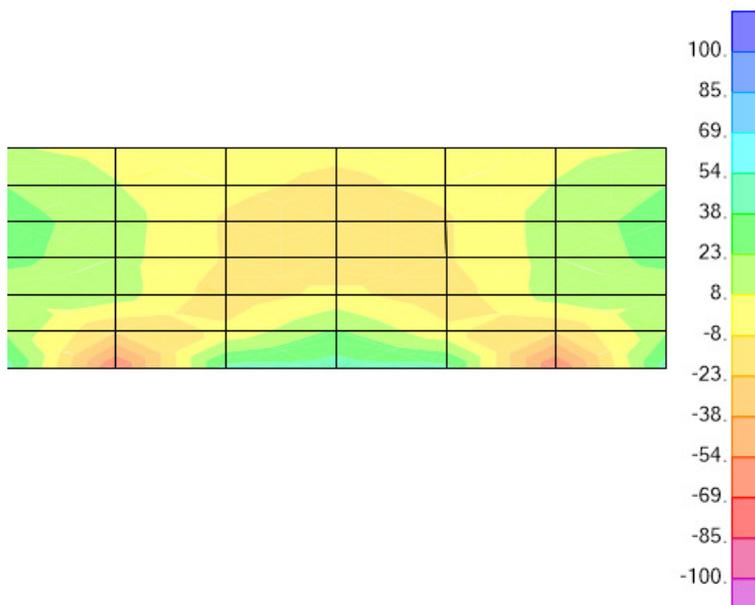
$\sigma_s = 96$  MPa

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	1900 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	<b><math>\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}</math> 2.80E-04 -</b>	
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	5 -	<b>s r, max 4.85E+02 mm</b>	
classe cls	cls C	32 MPa	<b>ampiezza fessure:</b>	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	320 mm	<b>wk 0.14 mm</b>	
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	96 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -	<b>Sez. verificata</b>	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

### 10.4 Verifica del paraghiaia

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

#### SLU

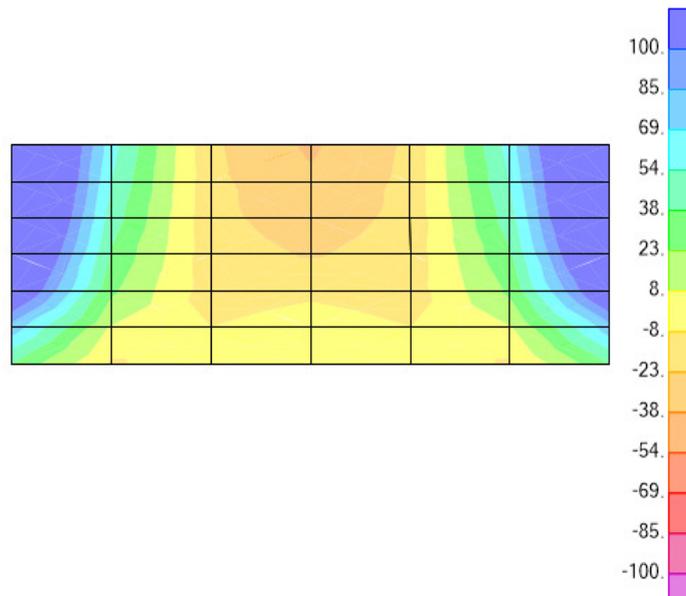


**VI02 - Viadotto in acciaio**

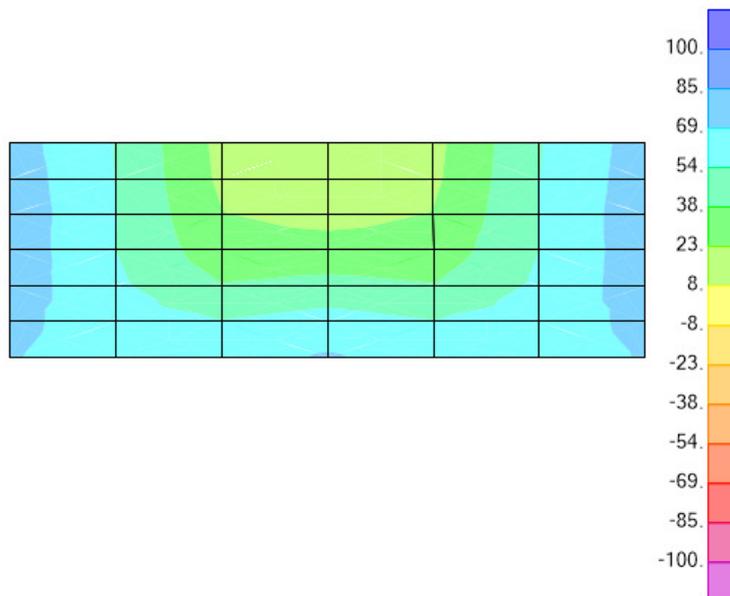
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	57 di 72

(M22 = 40 kN m/m)



(M11=130 kN m/m)



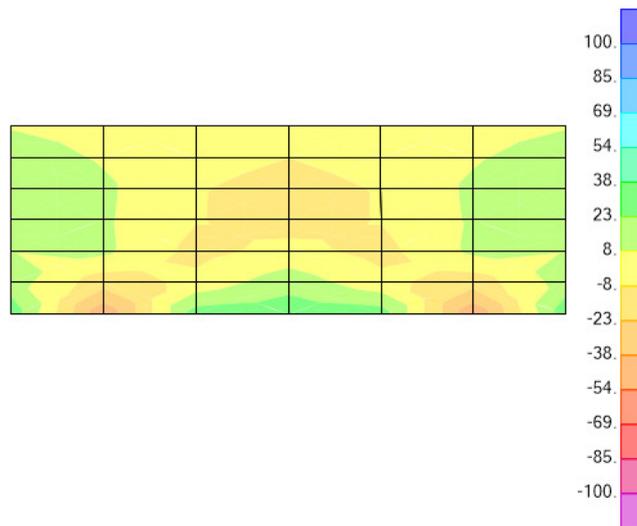
(Vmax = 70 kN/m)

**VI02 - Viadotto in acciaio**

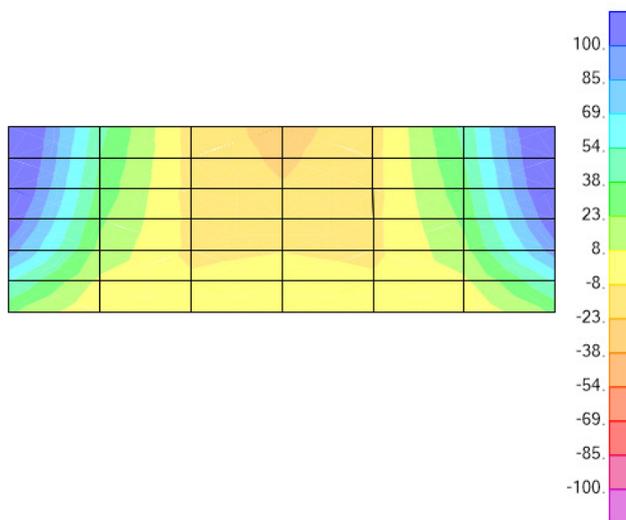
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	58 di 72

**SLE**



(M22=30 kN m/m)



(M11=110 kN m/m)

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	59 di 72

### 10.4.1 Verifica a flessione SLU

#### Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

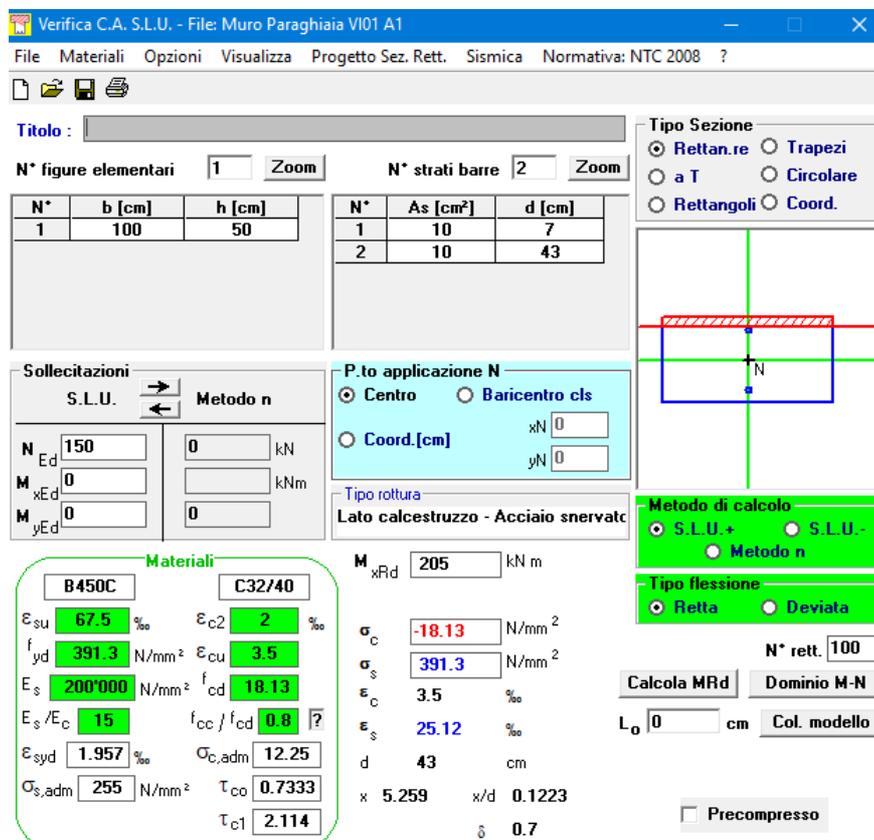
- Dimensioni BxH=(100cmx50cm)
- $\varnothing$  16 mm/20 cm (lato monte) e  $\varnothing$  16 mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 40 kN m/m

Ned = 150 kN/m

Il momento resistente della sezione vale:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

- Titolo:** Muro Paraghiaia VI01 A1
- File:** Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- N° figure elementari:** 1 (Zoom)
- N° strati barre:** 2 (Zoom)
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10	7
2	10	43
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n. N<sub>Ed</sub> = 150 kN, M<sub>xEd</sub> = 0 kNm, M<sub>yEd</sub> = 0 kNm.
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm] (xN=0, yN=0).
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato.
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n.
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata.
- Materiali:** B450C, C32/40. Properties:  $\epsilon_{su}$  = 67.5‰,  $\epsilon_{c2}$  = 2‰,  $f_{yd}$  = 391.3 N/mm²,  $\epsilon_{cu}$  = 3.5‰,  $E_s$  = 200'000 N/mm²,  $f_{cd}$  = 18.13,  $E_s/E_c$  = 15,  $f_{cc}/f_{cd}$  = 0.8,  $\epsilon_{syd}$  = 1.957‰,  $\sigma_{c,adm}$  = 12.25,  $\sigma_{s,adm}$  = 255 N/mm²,  $\tau_{co}$  = 0.7333,  $\tau_{cl}$  = 2.114.
- Calcoli:**  $\sigma_c$  = -18.13 N/mm²,  $\sigma_s$  = 391.3 N/mm²,  $\epsilon_c$  = 3.5‰,  $\epsilon_s$  = 25.12‰, d = 43 cm, x = 5.259, x/d = 0.1223,  $\delta$  = 0.7.
- Output:** M<sub>xRd</sub> = 205 kN m, N° rett. = 100.
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, L<sub>0</sub> = 0 cm, Col. modello, Precompresso.

Mrd (Ned) = 205 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	60 di 72

## Armatura orizzontale

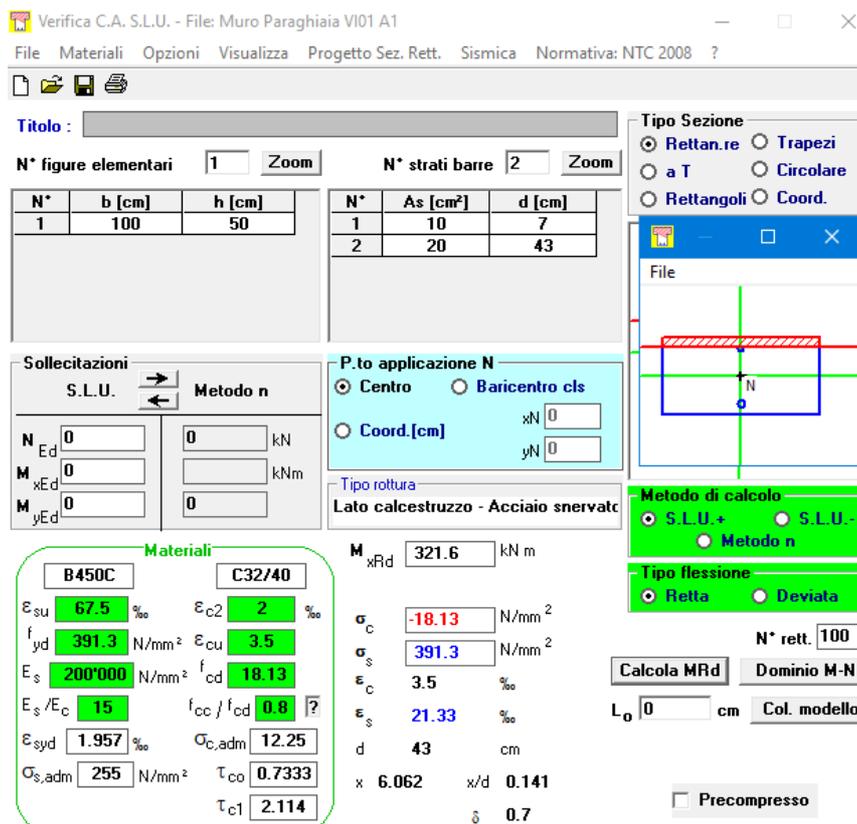
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH = (100cmx50cm)
- $\varnothing$  16mm/10 cm (lato monte)  $\varnothing$  16 mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 130 kN m/m

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Paraghiaia VI01 A1

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10	7
			2	20	43

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm]

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C32/40

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18.13  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12.25  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.7333  
τ<sub>c1</sub> 2.114

M<sub>xRd</sub> 321.6 kN m

σ<sub>c</sub> -18.13 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 21.33 ‰  
d 43 cm  
x 6.062 x/d 0.141  
δ 0.7

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Precompresso

$M_{rd}(N_{ed}) = 321 \text{ KNm/m} > Med$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	61 di 72

### 10.4.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

$$V_{ed} = 70 \text{ kN /m}$$

#### Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

Classe cls	$f_{ck}$	32.0	N/mm <sup>2</sup>
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
resistenza di calcolo	$f_{cd}$	18	N/mm <sup>2</sup>
larghezza membratura resistente	$b_w$	1000	mm
altezza membratura resistente	H	500	mm
altezza utile	d	450	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	450000	mm <sup>2</sup>
diámetro ferro longitudinale	$\phi_l$	20	mm
area armatura	A	314.2	mm <sup>2</sup>
	strato	1	
	passo	100	mm
	$n_f$ /strato	10	
area armatura totale	$A_l$	3142	mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura	$\rho_l$	0.0070	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	$s_{cp}$	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	k	1.67	
	$v_{min}$	0.43	
	$V_{Rd1}$	253	kN
	$V_{Rd2}$	192	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	253	kN

$V_{rd} > V_{ed}$

La verifica è soddisfatta.

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	62 di 72

### 10.4.3 Verifica fessurazione SLE

Per le opere sotto binario deve risultare in combinazione di carico SLE rara che l'ampiezza massima delle fessure sia inferiore a (strutture a contatto con il terreno):

$$w_l = 0.20 \text{ mm.}$$

Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure prendendo in esame la combinazione SLE che fornisce la massima tensione di trazione sull'armatura.

#### Armatura verticale ( $\phi$ 16mm/20 cm)

$$\sigma_s = 39 \text{ MPa}$$

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	500 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	1.14E-04 -
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	16 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	5 -	s r, max	5.46E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	<b>ampiezza fessure:</b>	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	<b>wk</b>	<b>0.062 mm</b>
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	39 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -	Sez. verificata	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	63 di 72

### Armatura orizzontale ( $\emptyset$ 16mm/10 cm)

$\sigma_s = 143$  MPa

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	500 mm	diff. def. armature-cls	
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	4.17E-04 -
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	16 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	10 -	s r, max	3.79E+02 mm
classe cls	cls C	32 MPa	<b>ampiezza fessure:</b>	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	<b>wk</b>	<b>0.158 mm</b>
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	143 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -	Sez. verificata	
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

**VI02 - Viadotto in acciaio**

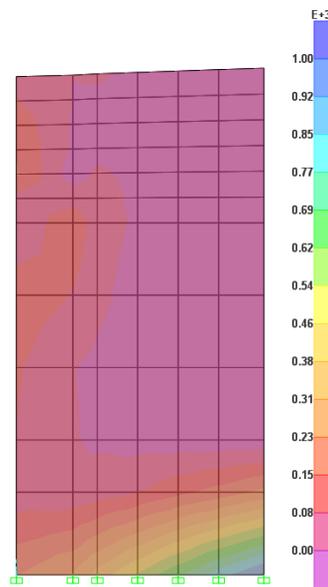
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	64 di 72

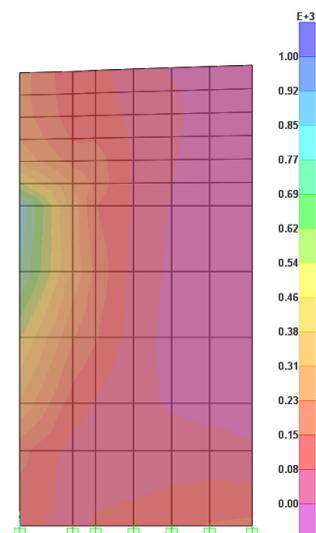
## 10.5 Verifica del muro andatore

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure

### SLU



(M22 = 830 kN m/m)

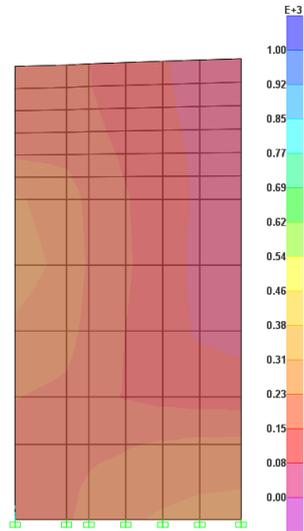


(M11 = 710 kN m/m)

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	65 di 72



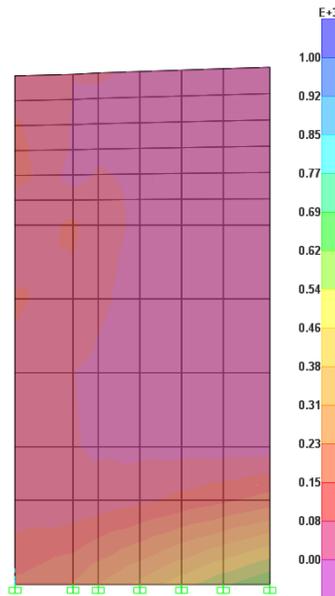
(Vmax = 350 kN/m)

**VI02 - Viadotto in acciaio**

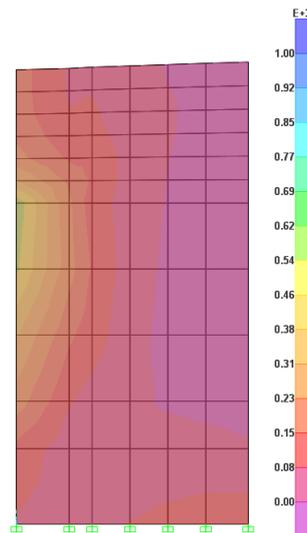
**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	66 di 72

**SLE**



(M22 = 620 kN/m)



(M11 = 580 kN/m)

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	67 di 72

### 10.5.1 Verifica a flessione SLU

#### Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

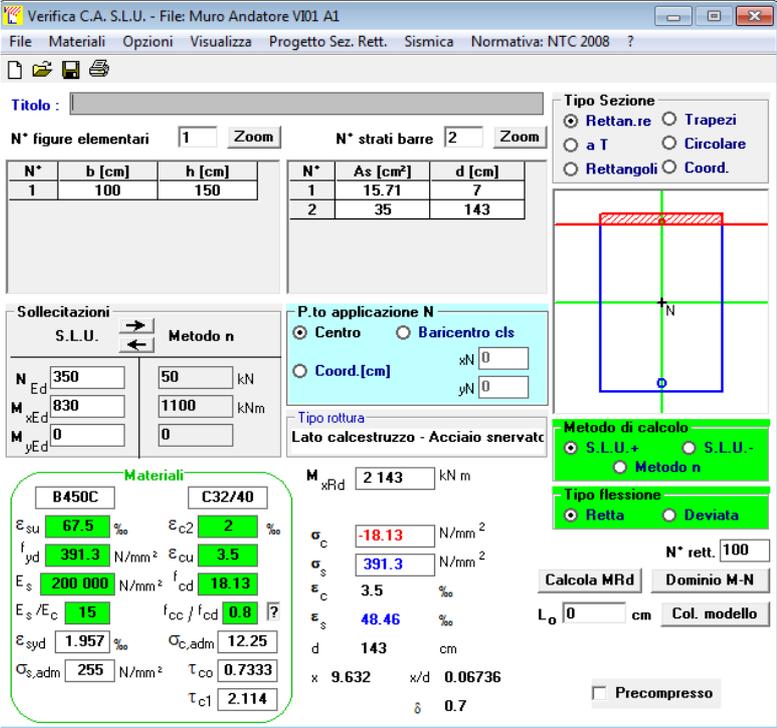
- Dimensioni BxH=(100cmx150cm) – base muro
- $\varnothing$  26 mm/15 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 830 kN m/m

Ned = 350 kN/m/m

Il momento resistente della sezione vale:



**Verifica C.A. S.L.U. - File: Muro Andatore VI01 A1**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	15.71	7
			2	35	143

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 350 50 kN  
M<sub>xEd</sub> 830 1100 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 2143 kNm

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  67.5%  $\epsilon_{c2}$  2%  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3.5%  
 $E_s$  200000 N/mm²  $f_{cd}$  18.13  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957%  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

$\sigma_c$  -18.13 N/mm²  
 $\sigma_s$  391.3 N/mm²  
 $\epsilon_s$  3.5%  
 $\epsilon_s$  48.46%  
d 143 cm  
x 9.632 x/d 0.06736  
 $\delta$  0.7

Tipo Sezione:  Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo:  S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>o</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

$M_{rd}(Ned) = 2143 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	68 di 72

## Armatura orizzontale

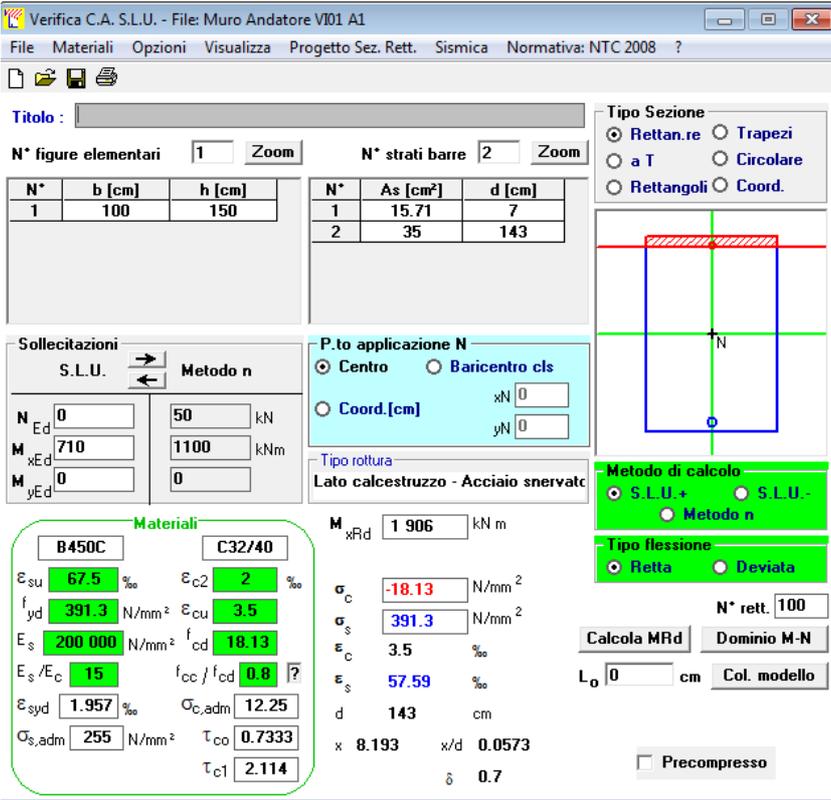
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx150cm) – sezione a mezz'altezza del muro
- $\varnothing$  26 mm/15 cm (lato monte)  $\varnothing$  20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 710 kN m/m

Il momento resistente della sezione vale:



The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

- Titolo:** Muro Andatore VI01 A1
- File:** File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008
- Tipologia:** Tipo Sezione: Rettan.re (selected), Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.
- Geometria:** N° figure elementari: 1, Zoom; N° strati barre: 2, Zoom.
 

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	150	1	15.71	7
			2	35	143
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n.
 

N <sub>Ed</sub>	0	50	kN
M <sub>xEd</sub>	710	1100	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	
- Materiali:**

B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$ 67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391.3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$ 200 000 N/mm²	$f_{cd}$ 18.13
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$ 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12.25
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0.7333
	$\tau_{c1}$ 2.114
- Calcolo:** P.to applicazione N: Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm] (xN: 0, yN: 0). Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato. Metodo di calcolo: S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n. Tipo flessione: Retta (selected), Deviate. N° rett. 100. Calcola MRd, Dominio M-N. L<sub>0</sub> 0 cm, Col. modello.  Precompresso.
- Risultati:** M<sub>xRd</sub> 1 906 kN m;  $\sigma_c$  -18.13 N/mm²;  $\sigma_s$  391.3 N/mm²;  $\epsilon_c$  3.5 ‰;  $\epsilon_s$  57.59 ‰; d 143 cm; x 8.193; x/d 0.0573;  $\delta$  0.7.

$M_{rd}(N_{ed}) = 1906 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

<b>VI02 - Viadotto in acciaio</b>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
<b>Relazione di calcolo spalle e fondazioni</b>	RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	69 di 72

### 10.5.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale:

$$V_{ed} = 350 \text{ kN/m}$$

#### Verifica a taglio per sezioni non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

Classe cls	$f_{ck}$	32.0	N/mm <sup>2</sup>
coeff. parziale	$\gamma_c$	1.5	
resistenza di calcolo	$f_{cd}$	18	N/mm <sup>2</sup>
larghezza membratura resistente	$b_w$	1000	mm
altezza membratura resistente	H	1500	mm
altezza utile	d	1350	mm
area della sezione	$A_{TOT}$	1350000	mm <sup>2</sup>
diametro ferro longitudinale	$\phi_l$	26	mm
area armatura	A	530.9	mm <sup>2</sup>
strato		1	
passo		150	mm
$n_f/\text{strato}$		7	
area armatura totale	$A_l$	3540	mm <sup>2</sup>
percentuale di armatura	$\rho_l$	0.0026	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	$s_{cp}$	0.00	N/mm <sup>2</sup>
	k	1.38	
	$v_{min}$	0.32	
	$V_{Rd1}$	456	kN
	$V_{Rd2}$	436	kN
taglio resistente	$V_{Rd}$	456	kN

$$V_{rd} > V_{ed}$$

Verifica soddisfatta

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	70 di 72

### 10.5.3 Verifica fessurazione SLE

Per le opere sotto binario deve risultare in combinazione di carico SLE rara che l'ampiezza massima delle fessure sia inferiore a (strutture a contatto con il terreno):

$$w_l = 0.20 \text{ mm.}$$

Si procede al calcolo dell'apertura delle fessure prendendo in esame la combinazione SLE che fornisce la massima tensione di trazione sull'armatura.

**Armatura verticale ( $\varnothing 26 \text{ mm}/15 \text{ cm}$ )**

$$\sigma_s = 101 \text{ MPa}$$

note	INPUT	
altezza sezione	h sez	1500 mm
	copriferro	70 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm
numero barre al m	n.barre	6.67 -
classe ds	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	366 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	101 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 lisce)	k1	0.8 -
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -
	k3	3.4 -
	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 2.94E-04 -
distanza max fessure	s r, max 4.12E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	<b>wk 0.121 mm</b>
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

VI02 - Viadotto in acciaio

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	71 di 72

### Armatura orizzontale ( $\varnothing$ 26 mm/15 cm)

$\sigma_s = 126$  MPa

note	INPUT		OUTPUT	
altezza sezione	h sez	1500 mm	diff. def. armature-cls	
	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	3.67E-04 -
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm	distanza max fessure	
numero barre al m	n.barre	6.7 -	s r, max	4.11E+02 mm
classe ds	cls C	32 MPa	<b>ampiezza fessure:</b>	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	326 mm	<b>wk</b>	<b>0.15 mm</b>
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	$\sigma_s$	126 MPa	LIMITE	0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	0.6 -		Sez. verificata
(0.8 barre ad. migliorata; 1.6 liscie)	k1	0.8 -		
(0.5 per flessione; 1 trazione)	k2	0.5 -		
	k3	3.4 -		
	k4	0.425 -		

**VI02 - Viadotto in acciaio**

**Relazione di calcolo spalle e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0204001	B	72 di 72

## **11 INCIDENZA ARMATURE**

- Elevazione: 120 Kg/m<sup>3</sup>
- Fondazione: 90 Kg/m<sup>3</sup>