

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 VI03 IN C.A.P

Relazione di Calcolo delle Spalle e Fondazioni

SCALA:

-

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

RR0H 04 D 13 CL VI0304 001 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: RR0H04D13CLVI0304001B.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.....	19
5.2	Azione sismica (E).....	19
6	ANALISI GLOBALE SPALLA.....	22
6.1	Coefficienti di spinta del terreno.....	22
6.1.1	Fase statica.....	22
6.1.2	Fase sismica.....	22
6.2	Carichi da spalla.....	23

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	3 di 74

13.1.1	Peso proprio della struttura	24
13.1.2	Peso proprio del rinterro	24
13.1.3	Peso proprio dei sovraccarichi permanenti	24
13.1.4	Sovraccarichi accidentali	24
13.1.5	Spinta permanente a tergo della spalla	25
13.1.6	Spinta del sovraccarico permanente	25
13.1.7	Spinta del sovraccarico accidentale	25
13.1.8	Azioni sismiche	25
13.1.9	Scarichi degli appoggi	26
13.2	Azioni agenti all'intradosso della fondazione.....	26
13.2.1	Coefficienti di combinazione.....	28
13.2.2	Sollecitazioni combinate al baricentro della fondazione (intradosso)	30
14	VERIFICHE GEOTECNICHE.....	31
14.1	Sollecitazioni di calcolo	31
14.2	Verifica a capacità portante.....	31
14.3	Verifica a scorrimento.....	33
15	VERIFICA A RIBALTAMENTO.....	35
15.1	Verifica a ribaltamento in condizioni statiche.....	35
15.2	Verifica a ribaltamento in condizioni sismiche.....	38
16	VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE.....	42
16.1	Sollecitazioni combinate intradosso fondazione	42
16.2	Verifiche strutturali del plinto	42
17	VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE.....	48
17.1	Modello di calcolo	48

17.2	Carichi applicati e combinazioni.....	49
17.2.1	Spinta statica.....	49
17.2.2	Spinta sismica.....	49
17.2.3	Spinta carichi permanenti.....	49
17.2.4	Spinta carichi accidentali.....	49
17.3	Verifica del muro frontale.....	50
17.3.1	Verifica a flessione SLU- SLV.....	53
17.3.2	Verifica a taglio SLU.....	55
17.3.3	Verifica fessurazione SLE.....	56
17.4	Verifica del paraghiaia.....	57
17.4.1	Verifica a flessione SLU.....	60
17.4.2	Verifica a taglio SLU.....	62
17.4.3	Verifica fessurazione SLE.....	63
17.5	Verifica del muro andatore.....	65
17.5.1	Verifica a flessione SLU.....	69
17.5.2	Verifica a taglio SLU.....	72
17.5.3	Verifica fessurazione SLE.....	72
18	INCIDENZA ARMATURE.....	74

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le analisi e verifiche che hanno condotto al dimensionamento delle spalle del viadotto VI03 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 in oggetto è composto da 6 campate a travi poggiate in c.a.p. di luce 25m.

Le due spalle, di tipo scatolare, presentano pressoché 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 5.5m (spalla A) e 5.4m (spalla B), 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 3.

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).

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

D13CL

VI0304001

B

6 di 74

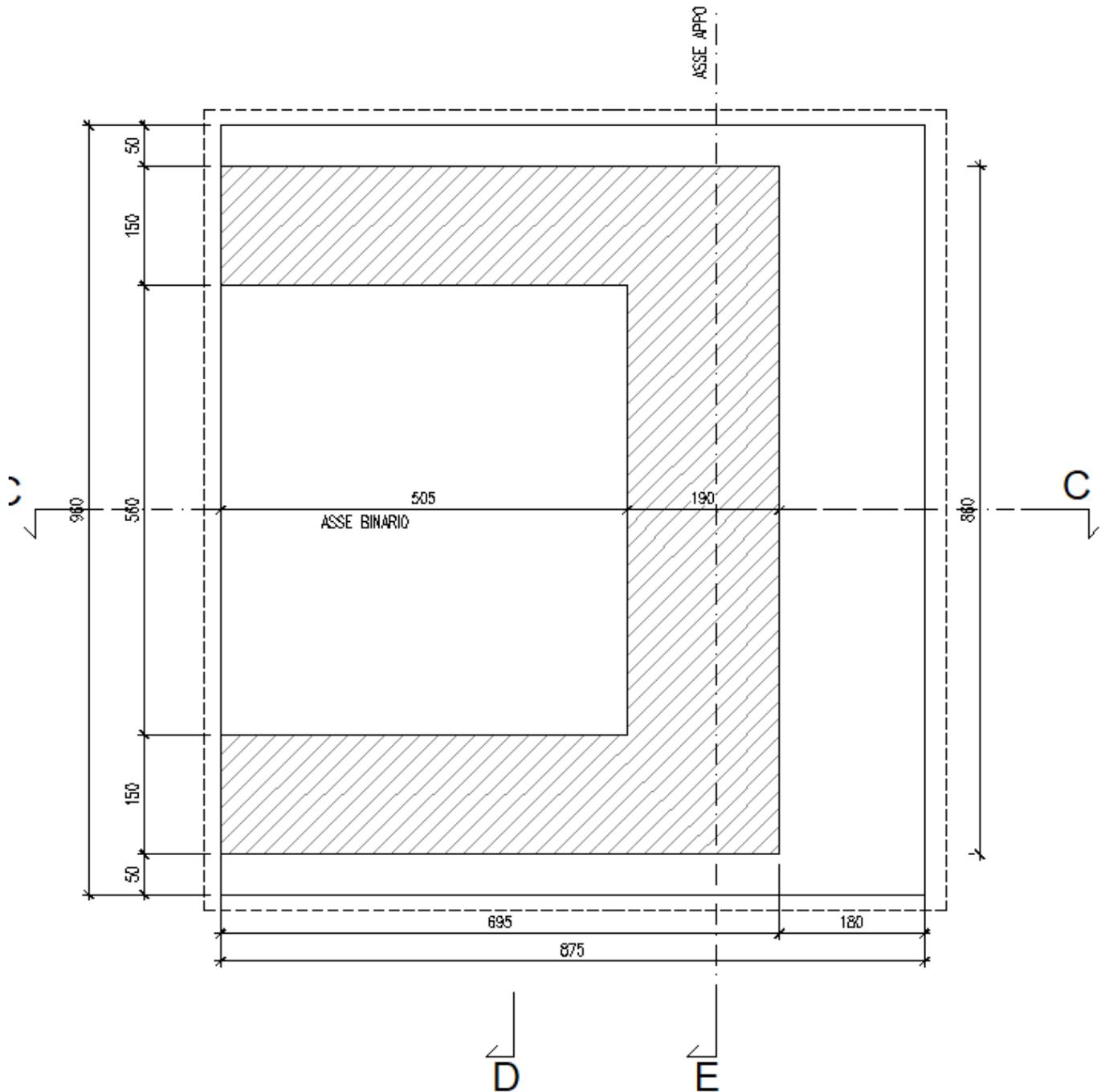


Figura 1: Pianta fondazione spalla A

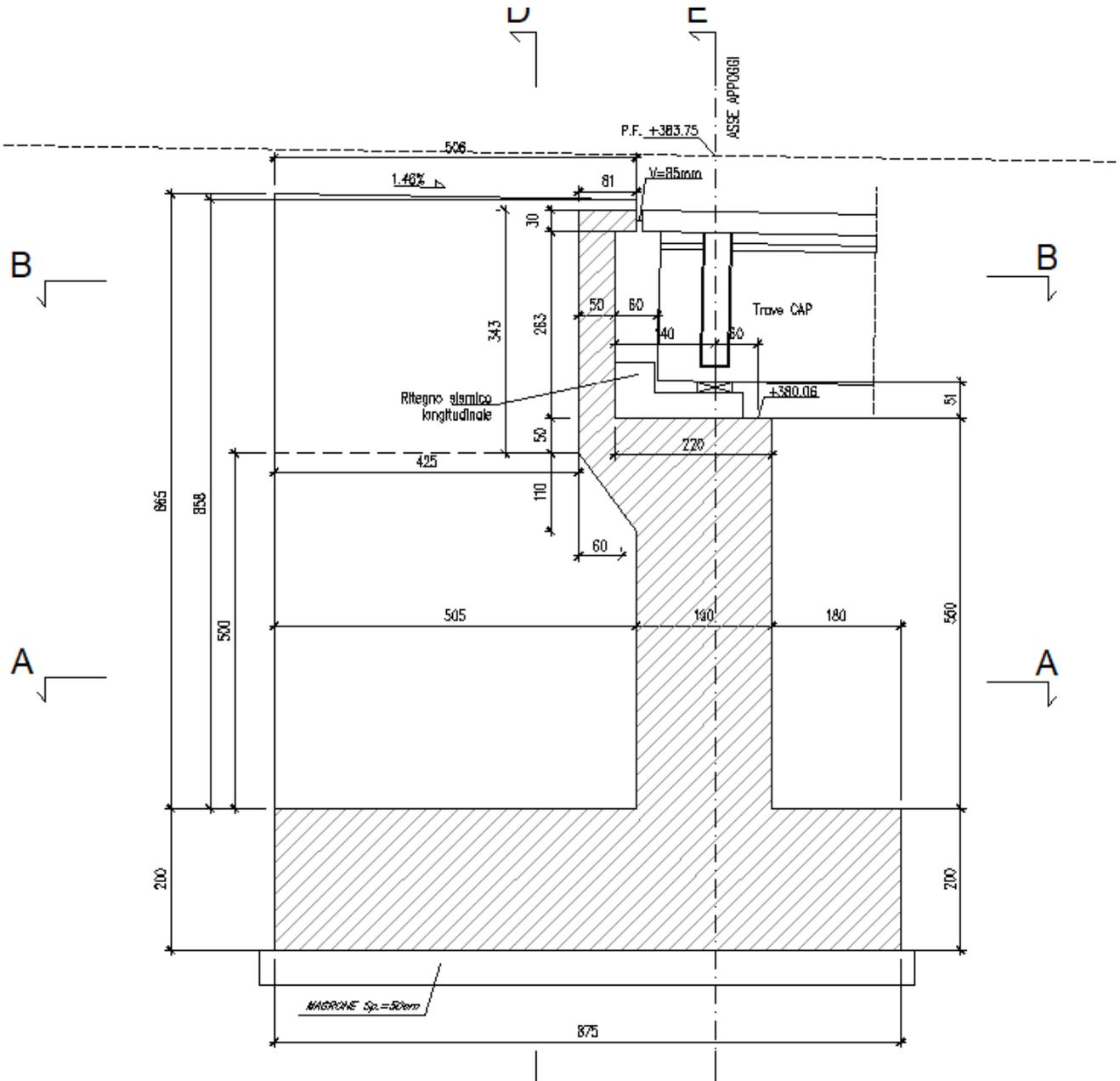


Figura 2: Sezione longitudinale

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	8 di 74

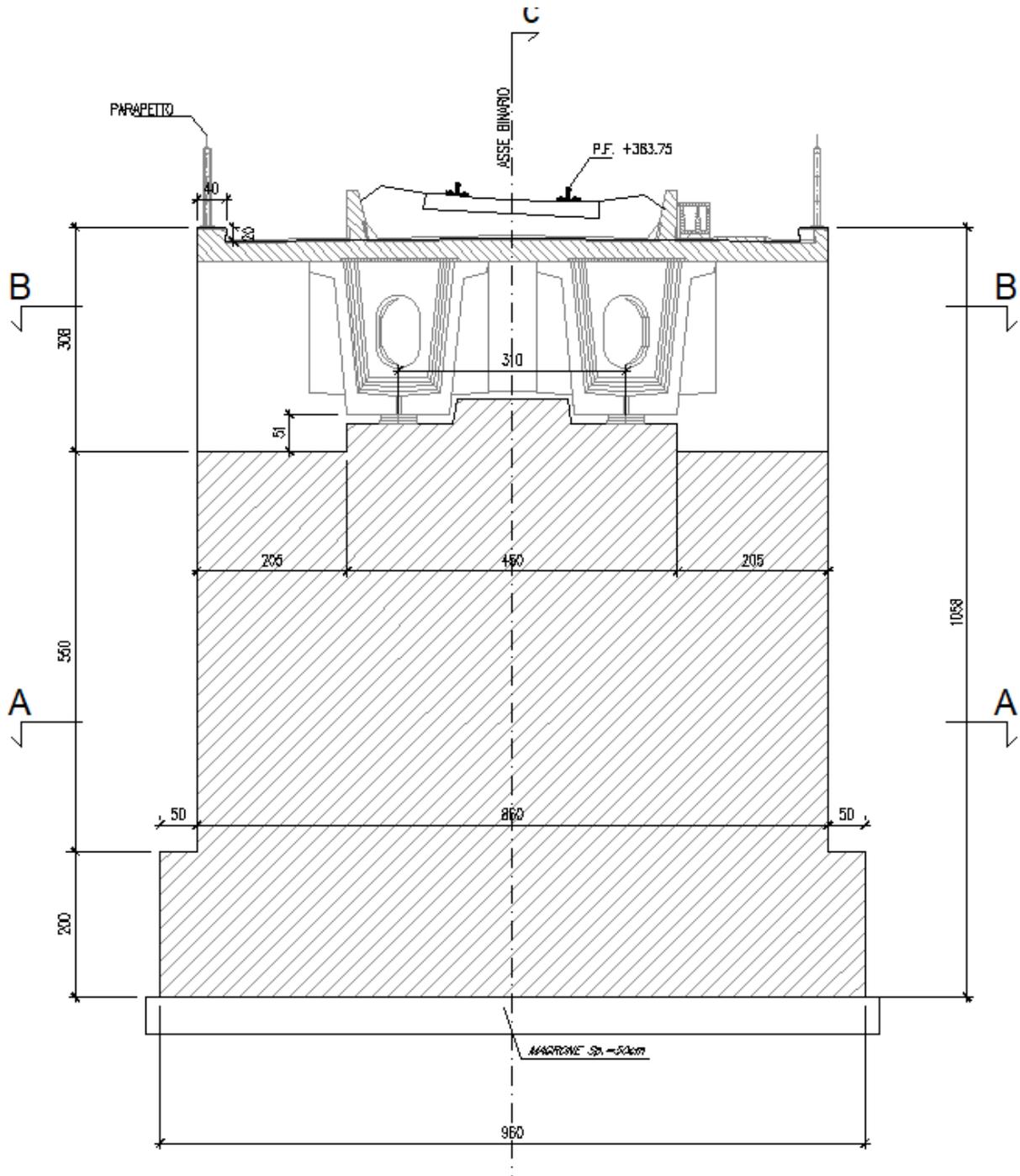


Figura 3: Sezione trasversale

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

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	12 di 74

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 6

Strato : Basalto alterato (BSTalt)

$$\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 62^\circ$$

$$c' = 170 \text{ Kpa}$$

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:

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

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

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

 RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA												
VI03 - Viadotto in c.a.p Relazione di calcolo spalle e fondazioni	<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>VI0304001</td> <td>B</td> <td>13 di 74</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	13 di 74
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	13 di 74								

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:

Travi cap (30 kN/m / trave*) = $2 * 30 \text{ KN/m} = \mathbf{60.00 \text{ KN/m}}$

Soletta in ca (spessore medio 28 cm) = $0.28 \text{ m} * 8.60 \text{ m} * 25 \text{ KN/m} = \mathbf{60.20 \text{ KN/m}}$

120.20 KN/m

* compresi i trasversi di collegamento delle travi in cap

Il peso totale G1 per l'impalcato da 25m è dunque 3005 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 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/m² 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 25m è dunque 2230 KN.

 RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA												
VI03 - Viadotto in c.a.p Relazione di calcolo spalle e fondazioni	<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>VI0304001</td> <td>B</td> <td>14 di 74</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	14 di 74
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	14 di 74								

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:

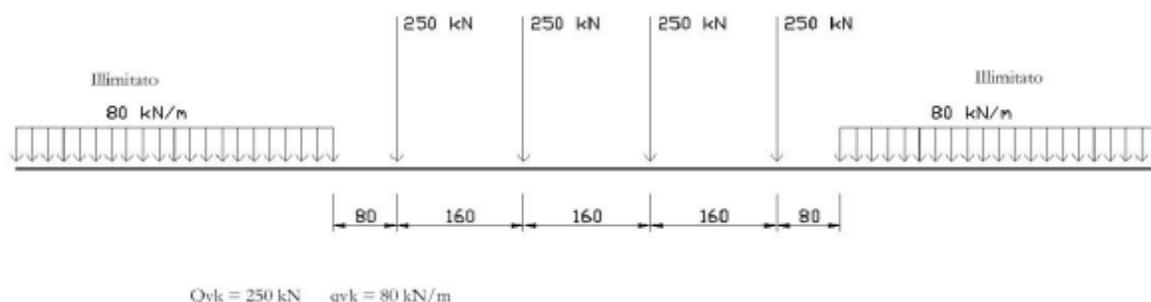


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

Per questo modello è prevista un'eccentricità di applicazione del carico rispetto all'asse teorico del binario pari a $s/18$ ($s = 1435$ 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:

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	15 di 74

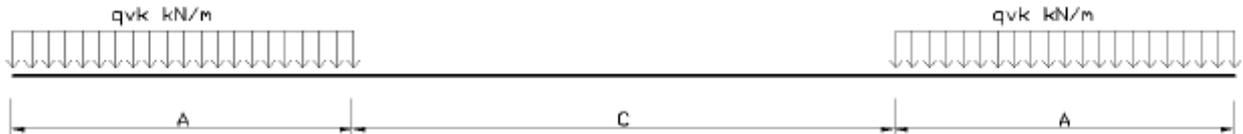


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

	Q _{wk} (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_Φ valutata secondo la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del manuale di progettazione Ponti RFI

- Travi principali - campata da 25m $L_\Phi = L_c = 22.8$ m **$\Phi_3 = 1.20$**
- Soletta impalcato - luce netta 1.5m $L_\Phi = L_c = 1.5$ m **$\Phi_3 = 2.84$**

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)

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	16 di 74

I valori caratteristici devono essere moltiplicati al coefficiente α .

- LM71 ($\alpha=1.1$):

Campata [m]	Avviamento Q1a,k [KN]	Frenatura Q1b,k [KN]
25	908	550

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

Campata (m)	Avviamento Q1a,k [KN]	Frenatura Q1b,k [KN]
25	825	700

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 α , menzionato in precedenza.

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

Forza centrifuga

Il valore caratteristico della forza centrifuga è valutato secondo le seguenti espressioni:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk}) \quad (5.2.9.a)$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g \cdot r} (f \cdot q_{vk}) = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot q_{vk}) \quad (5.2.9.b)$$

dove:

Q_{tk} - q_{tk} = valore caratteristico della forza centrifuga [kN - kN/m];

Q_{vk} - q_{vk} = valore caratteristico dei carichi verticali [kN - kN/m];

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito);

g = accelerazione di gravità in m/s^2 ;

r = è il raggio di curvatura in m.

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	17 di 74

$$f = \left[1 - \frac{V - 120}{1000} \left(\frac{814}{V} + 1,75 \right) \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{2,88}{L_f}} \right) \right] \quad (5.2.10)$$

Raggio di curvatura $r = 2200$ m

Velocità di progetto $V = 140$ km/h (LM71)

$V = 100$ km/h (SW/2)

Calcolo del coefficiente $V^2/127r$

- LM71: 0.07
- SW/2: 0.04

In definitiva, dunque, la forza centrifuga ha intensità pari a ($f = 1$):

7% del carico verticale LM71

4% del carico verticale SW/2 (tale valore si assume anche per il “treno scarico”)

Essa si considera agente verso l'esterno della curva, applicata alla quota di 1.8m dal piano del ferro.

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

	Carico 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.

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

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	18 di 74

qb pressione cinetica di riferimento

ce coefficiente di esposizione

cp coefficiente di forma (1.4 prima trave 0.2 travi successive)

cd 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 :

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.21$$

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

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

$$z = 8 \text{ m (quota media impalcato dal pc)}$$

In definitiva la pressione del vento vale :

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 \cdot 2.21 \cdot 1.4 \cdot 1 = 1.52 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(trave direttamente investita)}$$

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 \cdot 2.21 \cdot 0.2 \cdot 1 = 0.22 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(travi successive)}$$

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	3.18 m
H treno	4 m
H trave	2.1 m

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

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	19 di 74

$$F_{\text{vento}} = 1.52 \text{ KN/m} * (4+3.18)\text{m} + 0.22\text{KN/m} * 2.1\text{m} = 11.42 \text{ KN/m}$$

Ponte carico

$$F_{\text{vento}^*} = 1.52 \text{ KN/m} * 3.18 \text{ m} + 0.22\text{KN/m} * 2.8\text{m} = 5.45 \text{ KN/m}$$

Ponte scarico

Si fa notare che nel calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato si tiene conto del fatto che è presente un'eccentricità verticale tra il centro di applicazione della forza orizzontale dovuta al vento e l'impalcato, pertanto nel modello di calcolo all'azione orizzontale viene associato un momento torcente corrispondente alla summenzionata eccentricità.

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:

Spalle $F_a = f (V_g + V_q)$

Pile $F_a = f (0.2 * V_g + V_q)$

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.

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 ($C_u = 1.0$)

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	20 di 74

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

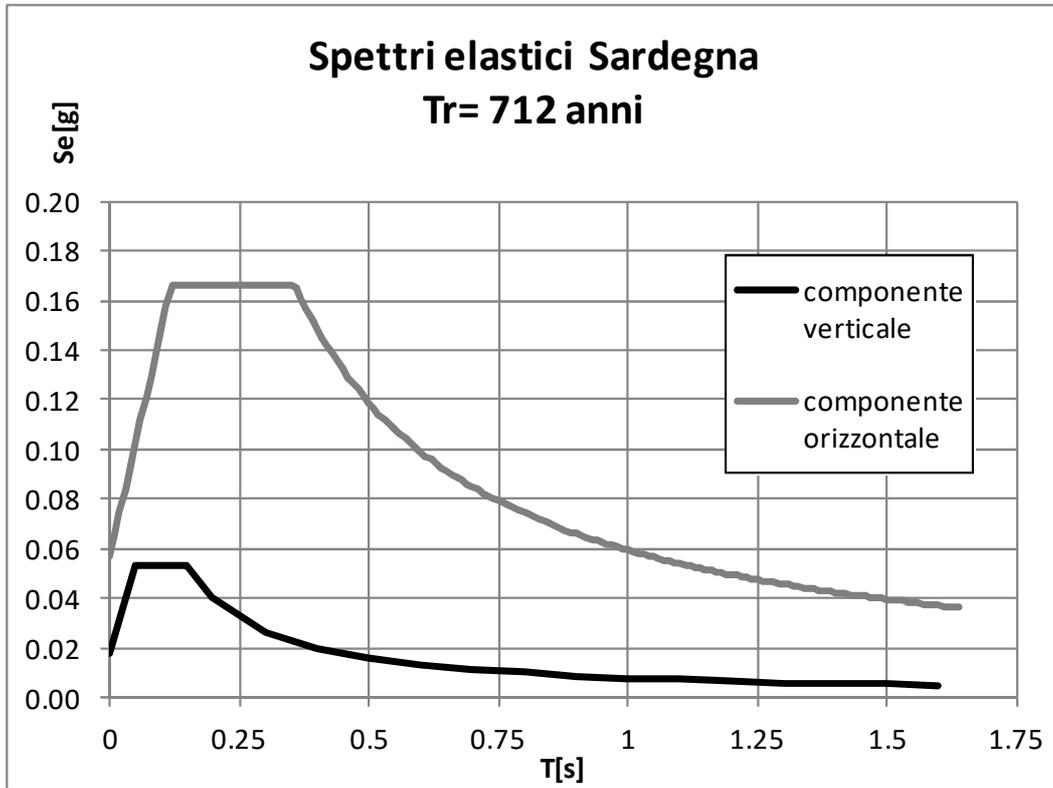
I parametri ottenuti per interpolazione da quelli della tabella 2 sono i seguenti:

SLV	Tr = 712 anni
ag [g]	0.057
Fo	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 T1 ($S_T = 1.0$).

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

SLV	componente Orizz.	Componente Vert.
ag [g]	0.057	0.018
Fo,v	2.936	0.943
Tb [s]	0.119	0.05
Tc [s]	0.358	0.15
Tc [s]	10.827	1.00
η	1	1



 RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BONORVA - TORRALBA					
VI03 - Viadotto in c.a.p Relazione di calcolo spalle e fondazioni	COMMESSA RR0H	LOTTO 04	CODIFICA D13CL	DOCUMENTO VI0304001	REV. B	FOGLIO 22 di 74

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:

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

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

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:

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

$$k_v = \pm 0.028$$

VI03 - Viadotto in c.a.p

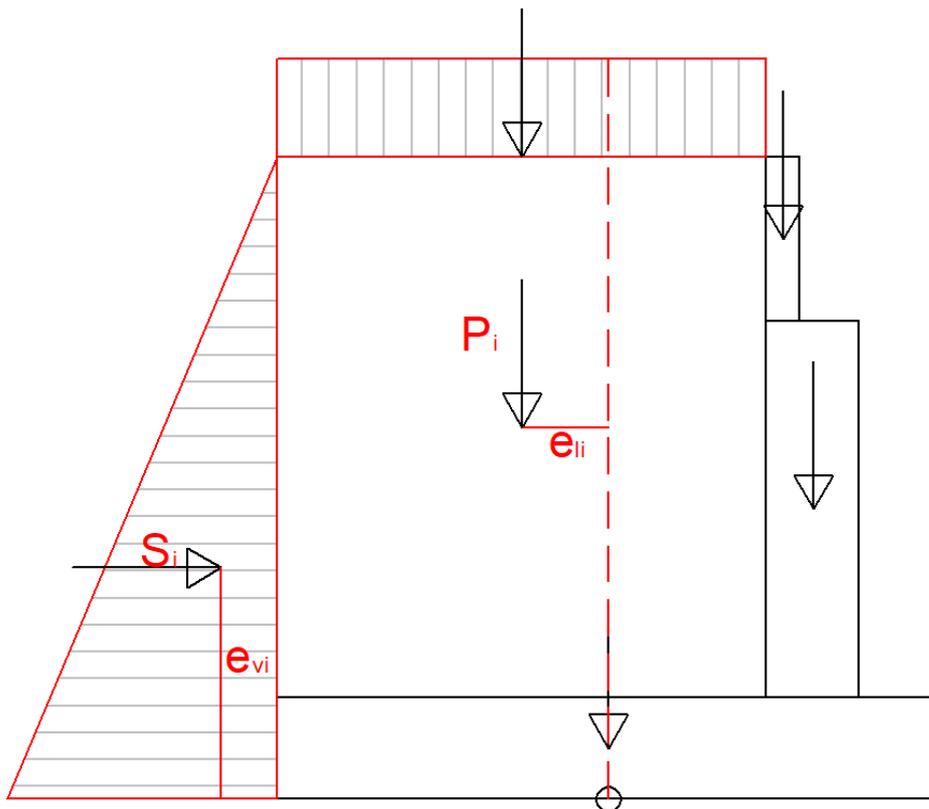
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	23 di 74

6.2 Carichi da spalla

Si adotta la seguente simbologia:

- | | | | |
|----|-----------------|--|----------------------------------|
| 7 | b_l | dimensione dell'elemento in direzione longitudinale | [m] |
| 8 | b_t | dimensione dell'elemento in direzione trasversale | [m] |
| 9 | h | altezza dell'elemento | [m] |
| 10 | V/A | volume/area dell'elemento | [m ³ m ²] |
| 11 | P | peso dell'elemento/sovraccarico | [KN] |
| 12 | e_l, e_t, e_v | eccentricità del carico rispetto al baricentro della fondazione rispettivamente longitudinale, trasversale e verticale | [m] |
| 13 | m_l, m_t | contributo del carico in termini di momento longitudinale e trasversale | [kNm] |



VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	24 di 74

13.1.1 *Peso proprio della struttura*

ELEMENTI	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Muro Paraghiaia	0.50	8.60	2.92	12.6	314	0.10	0.00	8.90	31	0
Muro frontale	1.90	8.60	5.50	89.9	2247	1.65	0.00	4.75	3707	0
Muro andatore SX	5.05	1.50	8.47	64.2	1604	-2.00	-4.00	6.30	-3208	-6416
Muro andatore DX	5.05	1.50	8.47	64.2	1604	-2.00	4.00	6.30	-3208	6416
Fondazione	8.75	9.60	2.00	168.0	4200	0.00	0.00	1.00	0	0

13.1.2 *Peso proprio del rinterro*

	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	V [m ³]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Rinterro	5.05	5.60	8.47	239.5	4791	-2.00	0.00	6.30	-9581	0

13.1.3 *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/m³.

	b _l [m]	b _t [m]	h [m]	q _v [kN/m ²]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
sovrastuttura ferroviaria	5.05	7.40	0.80	20.00	598	-2.00	0.00	13.80	-1196	0

13.1.4 *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 _l [m]	b _t [m]	h [m]	q _v [kN/m ²]	P [kN]	e _l [m]	e _t [m]	e _v [m]	m _l [kN m]	m _t [kN m]
Accidentali	5.05	2.75		50.00	694	-2.00	0.00	13.80	-1389	0

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	25 di 74

13.1.5 *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 $H/3$.

γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	K_0	H [m]	b [m]	F_1 [kN]	e_v [m]	m_l [kN m]
20.0	38.00	0.384	10.47	8.60	3623	3.49	12645

13.1.6 *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	10.47	8.60	554	5.24	2899

13.1.7 *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	10.47	8.60	1730	5.24	9058

13.1.8 *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:

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	26 di 74

a/g	S	βm	γ [kN/m ³]	H [m]	b [m]	ΔE_d [kN]	e_v [m]	m_i [kN m]
0.057	1	1.00	20.0	10.47	8.6	1075	5.24	5626

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_v [m]	m_i [kN m]	E.I. [kN]	e_i [m]	m_i [kN m]
Muro Paraghiaia	0	5626	0	1075	0	0	5626
Muro frontale	0	3861	0	839	0	0	3861
Muro andatore SX	0	0	3861	0	839	0	0
Muro andatore DX	419	-351	0	0	0	419	-351
Fondazione	0	5626	0	1075	0	0	5626
Terreno di rinterro	0	3861	0	839	0	0	3861

13.1.9 *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.

13.2 Azioni agenti all'intradosso della fondazione

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

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	27 di 74

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	
Peso proprio	9969	-2677	0	0	0	STATICA
Peso rinterro	4791	-9581	0	0	0	
sovrastuttura ferroviaria	598	-1196	0	0	0	
peso accidentali traffico	694	-1389	0	0	0	
Spinta terreno (K0)	0	12645	0	3623	0	
Spinta sovraccarico sovrastuttura (K0)	0	2899	0	554	0	
Spinta acc. Traffico (K0)	0	9058	0	1730	0	SISMICA
Incremento spinta sismica terreno	0	5626	0	1075	0	
Effetti inerziali struttura long.	0	3879	0	841	0	
Effetti inerziali struttura trasv.	0	0	3879	0	841	
Effetti inerziali verticali (+)	421	-349	0	0	0	AZIONI DA IMPALCATO
G1	1505	2709	0	0	0	
G2	1114	2006	0	0	0	
LM 71 gruppo 1	1838	6827	1110	454	242	
SW/2 gruppo 1	2017	6827	1259	413	243	
LM 71 gruppo 3	1838	10345	501	908	123	
SW/2 gruppo 3	2017	10024	626	825	121	
Resistenza parassita vincoli	0	2203	0	284	0	
Vento	0	0	1097	0	184	
Sisma long	0	2315	0	299	0	
Sisma trasv	0	0	1157	0	149	
Sisma vert	47	85	0	0	0	

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	28 di 74

13.2.1 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

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	29 di 74

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

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	30 di 74

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

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE1	18671	5415	1097	4177	184
SLE2	20509	23503	1768	6646	352
SLE3	20688	23504	1916	6604	353
SLE4	20509	27022	1158	7100	233
SLE5	20688	26701	1284	7017	231
SLU1	24525	9307	1645	5639	276
SLU2	28197	32970	2596	9147	517
SLU3	28457	32971	2812	9087	518
SLU4	28197	38072	1713	9806	344
SLU5	28457	37607	1895	9685	341
SLV1	18623	24350	1610	7204	322
SLV2	18343	24509	1610	7204	322
SLV3	18623	19311	5258	6315	1039
SLV4	18343	19470	5258	6315	1039

14 VERIFICHE GEOTECNICHE

14.1 Sollecitazioni di calcolo

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

	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]	B' [m]	L' [m]
SLU1	24525	9307	1645	5639	276	24525	9307
SLU2	28197	32970	2596	9147	517	28197	32970
SLU3	28457	32971	2812	9087	518	28457	32971
SLU4	28197	38072	1713	9806	344	28197	38072
SLU5	28457	37607	1895	9685	341	28457	37607
SLV1	18623	24350	1610	7204	322	18623	24350
SLV2	18343	24509	1610	7204	322	18343	24509
SLV3	18623	19311	5258	6315	1039	18623	19311
SLV4	18343	19470	5258	6315	1039	18343	19470

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

(R3)	Capacità portante	Scorrimento
γ_r	2.3	1.1

Parametri geotecnici (M1)	
c (MPa)	0
ϕ (°)	63

14.2 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:

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	32 di 74

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

c' = coesione efficace;

γ = 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]	Nq [kPa]	s q	i q	d q	b q	g q	γ [kN/m3]	N γ [kPa]	s γ	i γ	d γ	b γ	g γ
SLU1	62.50	8261	2.47	0.67	1.01	1.00	1.00	25.00	32430	2.47	0.51	1.00	1.00	1.00
SLU2	62.50	8261	2.47	0.59	1.01	1.00	1.00	25.00	32430	2.47	0.42	1.00	1.00	1.00
SLU3	62.50	8261	2.47	0.59	1.01	1.00	1.00	25.00	32430	2.47	0.42	1.00	1.00	1.00
SLU4	62.50	8261	2.47	0.58	1.01	1.00	1.00	25.00	32430	2.47	0.41	1.00	1.00	1.00
SLU5	62.50	8261	2.47	0.58	1.01	1.00	1.00	25.00	32430	2.47	0.41	1.00	1.00	1.00
SLV1	62.50	8261	2.47	0.48	1.01	1.00	1.00	25.00	32430	2.47	0.30	1.00	1.00	1.00
SLV2	62.50	8261	2.47	0.48	1.01	1.00	1.00	25.00	32430	2.47	0.29	1.00	1.00	1.00
SLV3	62.50	8261	2.47	0.53	1.01	1.00	1.00	25.00	32430	2.47	0.35	1.00	1.00	1.00
SLV4	62.50	8261	2.47	0.52	1.01	1.00	1.00	25.00	32430	2.47	0.34	1.00	1.00	1.00

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	33 di 74

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

Non si riscontra la presenza di falda.

La tabella riassume i risultati delle verifiche:

	Capacità portante		
	qrd [kPa]	qed [kPa]	FS=qrd/qed [-]
SLU1	2160055	324	>100
SLU2	1584783	373	>100
SLU3	1612901	376	>100
SLU4	1460675	373	>100
SLU5	1499856	376	>100
SLV1	1222300	246	>100
SLV2	1194969	242	>100
SLV3	1435981	246	>100
SLV4	1409239	242	>100

14.3 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_{ed} = azione orizzontale agente sulla fondazione;

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	34 di 74

	Scorrimento		
	Srd [kN]	Sed [kN]	FS=Srd/Sed [-]
SLU1	43757	5646	7.73
SLU2	50309	9162	6.13
SLU3	50772	9102	6.18
SLU4	50309	9812	6.02
SLU5	50772	9691	6.07
SLV1	33228	7211	4.73
SLV2	32727	7211	4.66
SLV3	33228	6400	5.29
SLV4	32727	6400	5.21

15 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)	
c (MPa)	0
ϕ	32

15.1 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)	4431	3.49	-15463
Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	677	5.24	-3545
Incremento spinta per carichi accidentali	2116	5.24	-11077

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	36 di 74

Azioni peso proprio spalla e rinterro			
Elemento	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
Muro Paraghiaia	314	4.25	1334
Muro frontale	2247	2.75	6179
Muro andatore SX	1604	6.25	10025
Muro andatore DX	1604	6.25	10025
Fondazione	4200	4.38	18375
Terreno di rinterro	4791	6.25	29941
sovrastuttura ferroviaria	598	6.25	3737
Accidentali	694	6.25	4340

Azione da impalcato: carichi verticali			
Azione	N [kN]	ex [m]	M [kNm]
G1	1505	2.60	3912
G2	1114	2.60	2898
LM 71 gruppo 1	1838	2.60	4779
SW/2 gruppo 1	2017	2.60	5244
LM 71 gruppo 3	752	2.60	1956
SW/2 gruppo 3	557	2.60	1449
Resistenza parassita vincoli	0	2.60	0

Azione da impalcato: forze longitudinali			
Azione	FI [kN]	ez [m]	M [kNm]
G1	0	7.75	0
G2	0	7.75	0
LM 71 gruppo 1	-454	7.75	-3519
SW/2 gruppo 1	-413	7.75	-3197
LM 71 gruppo 3	-908	7.75	-7037
SW/2 gruppo 3	-825	7.75	-6394
Resistenza parassita vincoli	-284	7.75	-2203

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	37 di 74

Le azioni elementari sono state combinate secondo i seguenti coefficienti:

AZIONI DA SPALLA

		Spinta del terreno	Incremento spinta per sovraccarico sovrastruttura	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

I risultati delle verifiche sono riassunti nella tabella seguente.

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	38 di 74

Ribaltamento (Statica)	M stab [KNm]	M destabil [KNm]	FS = M_{stab}/M_{destab} [-]
EQU0	77784	-20909	3.72
EQU1	91462	-45004	2.03
EQU2	86031	-44522	1.93
EQU3	81099	-50282	1.61
EQU4	80338	-49317	1.63

15.2 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	-1075	5.24	-5626

AZIONI INERZIALI	Fv [kN]	ex [m]	M [kNm]	FI [kN]	ev [m]	M [kNm]
Muro paraghiaia	8.9	4.25	38	-18	8.90	-159
Muro frontale	64.0	2.75	176	-128	4.75	-608
Muro andatore SX	45.7	6.25	286	-91	6.30	-576
Muro andatore DX	45.7	6.25	286	-91	6.30	-576
Fondazione	119.7	4.38	524	-239	1.00	-239
Terreno di rinterro	136.5	6.25	853	-273	6.30	-1720
Azioni inerziali complessive			2163			-3879

Azioni sismiche da impalcato	Fv [kN]	ex [m]	M [KNm]	FI [kN]	ev [m]	M [KNm]
Sisma long	0	2.6	0	-299	7.8	-2315
Sisma vert	47	2.6	123	0	8.9	0

Le azioni elementari sono state combinate attraverso i seguenti coefficienti di combinazione:

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	40 di 74

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

La tabella seguente riporta i risultati delle verifiche.

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	41 di 74

Ribaltamento (sismica)		M stab [KNm]	M destab [KNm]	FS = M _{stab} /M _{destab} [-]
EQU SISMA (x+0.3z)	1	86950	-33945	2.56
	2	96037	-38579	2.49
	3	95356	-38580	2.47
	4	95066	-38854	2.45
	5	95066	-38877	2.45
EQU SISMA (0.3x+z)	6	88462	-31243	2.83
	7	96969	-40378	2.40
	8	96867	-40379	2.40
	9	96578	-40653	2.38
	10	92665	-40675	2.28
EQU SISMA (x-0.3z)	11	85655	-33945	2.52
	12	94162	-43080	2.19
	13	94061	-43081	2.18
	14	93771	-43355	2.16
	15	86523	-39572	2.19
EQU SISMA (0.3x-z)	16	84144	-31243	2.69
	17	92651	-40378	2.29
	18	92549	-40379	2.29
	19	92260	-40653	2.27
	20	88347	-40675	2.17

16 VERIFICHE STRUTTURALI DELLA FONDAZIONE

16.1 Sollecitazioni combinate intradosso fondazione

La tabella seguente riporta i carichi combinati agenti sul piano di fondazione (vedi figura sottostante).

combo	N [kN]	MI [kNm]	Mt kNm]	F [kN]	Ft [kN]
SLE1	87075	-33964	2.56	87075	-33964
SLE2	96162	-43212	2.23	96162	-43212
SLE3	95481	-43083	2.22	95481	-43083
SLE4	95191	-42245	2.25	95191	-42245
SLE5	95191	-42267	2.25	95191	-42267
SLU1	88589	-31248	2.83	88589	-31248
SLU2	97096	-44997	2.16	97096	-44997
SLU3	96995	-44869	2.16	96995	-44869
SLU4	96705	-44031	2.20	96705	-44031
SLU5	92792	-44053	2.11	92792	-44053
SLV1	85777	-33964	2.53	85777	-33964
SLV2	94285	-47713	1.98	94285	-47713
SLV3	94183	-47584	1.98	94183	-47584
SLV4	93893	-46746	2.01	93893	-46746

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

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

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

D13CL

VI0304001

B

43 di 74

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

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	0.29	266	178
SLE2	1.15	436	52
SLE3	1.14	438	54
SLE4	1.32	465	24
SLE5	1.29	464	28
SLU1	0.38	368	216
SLU2	1.17	605	67
SLU3	1.16	608	70
SLU4	1.35	646	25
SLU5	1.32	646	32
SLV1	1.31	420	23
SLV2	1.34	418	18
SLV3	1.04	379	64
SLV4	1.06	377	59

Lo schema di calcolo è quello di mensola L= 1.8m.

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.

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	44 di 74

combo	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE1	361	373
SLE2	749	624
SLE3	752	628
SLE4	802	665
SLE5	801	665
SLU1	613	544
SLU2	1040	899
SLU3	1045	905
SLU4	1116	959
SLU5	1114	959
SLV1	725	593
SLV2	722	589
SLV3	650	534
SLV4	647	530

I valori massimi risultano:

max	Med [kNm/m]	Ved [KN/m]
SLE	802	665
SLU-SLV	1116	959

Verifica a flessione SLU – SLE

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

Essendo la mensola molto tozza (luce / spessore < 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.

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

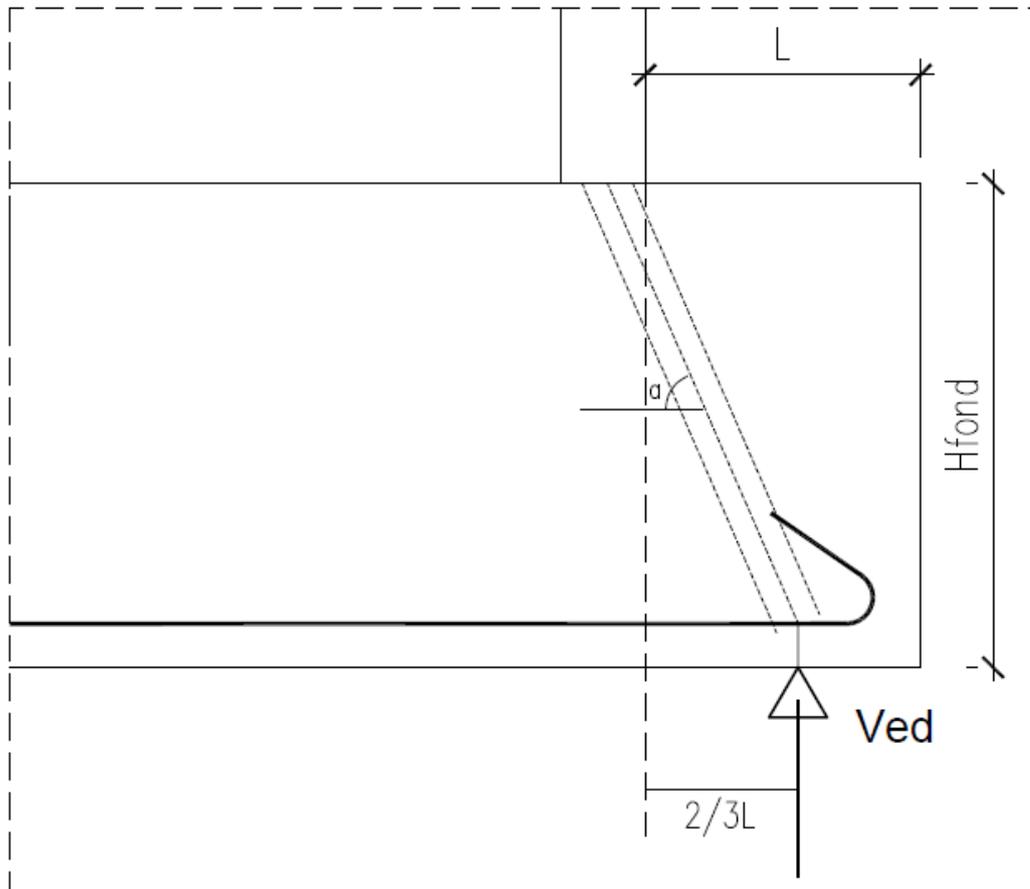
04

D13CL

VI0304001

B

45 di 74



$$\operatorname{tg} a = (H_{\text{fond}} - c) / (2/3L + 0.2s_{\text{muro frontale}}) = 1.21$$

$$a = 50.5^\circ \text{ (angolo di inclinazione puntone compresso)}$$

- Verifica dell'armatura tesa

Il tiro sull'armatura vale :

$$T_{slu} = V_{ed,slu} / \operatorname{tg} a = 789 \text{ KN/m}$$

$$T_{sle} = V_{ed,sle} / \operatorname{tg} a = 547 \text{ KN/m}$$

La tensione massima sull'armatura è (barre ϕ 32 /15cm):

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 147 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 102 \text{ Mpa}$$

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	46 di 74

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 :

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

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	σ_s	142 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 -
(fisso)	k3	3.4 -
(fisso)	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	4.14E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	4.21E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.17 mm
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

- Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 1242 \text{ KN/m}$$

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

$$\cotg \theta = 1$$

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	47 di 74

Resistenza della biella compressa:

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

con

$$\alpha_c = 1$$

$$\cotg \alpha = 1$$

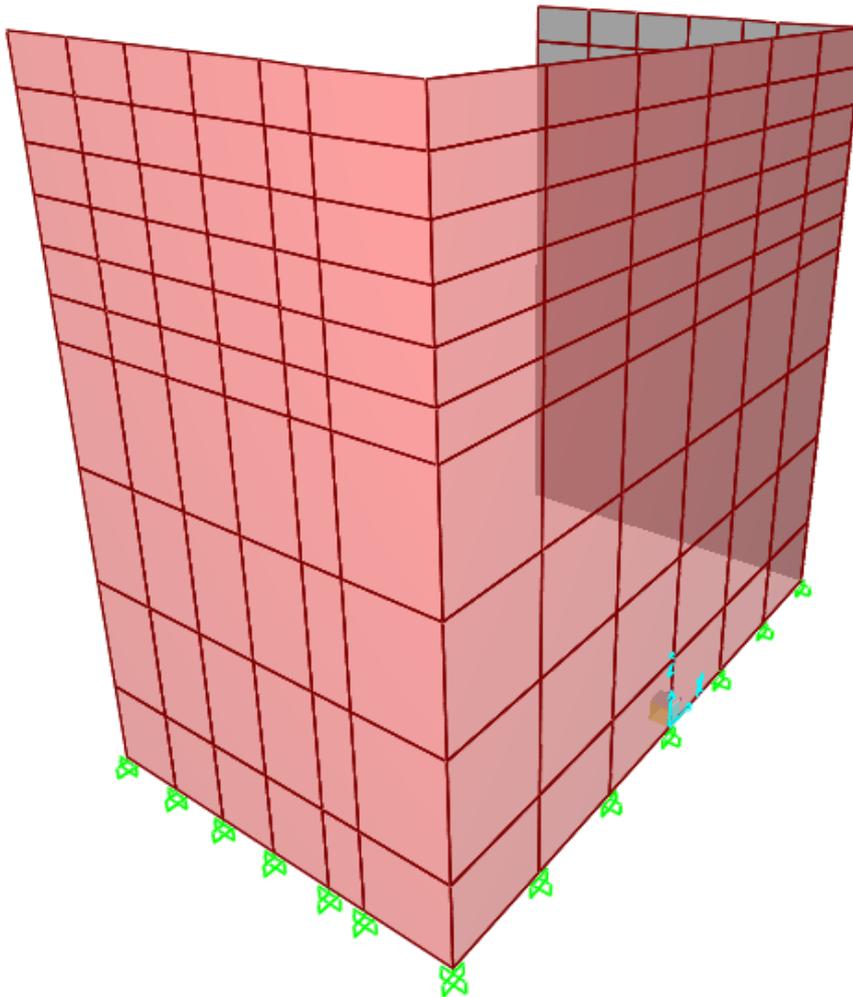
$$\cotg \theta = 1$$

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

17 VERIFICA DEI MURI DI ELEVAZIONE

17.1 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.



VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	49 di 74

17.2 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.

17.2.1 Spinta statica

	γ [kN/m ³]	K_0	H [m]	S [kN/m]
Spinta del terreno	20.0	0.384	8.47	275

17.2.2 Spinta sismica

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

	γ [kN/m ³]	a/g [-]	S	β_m	H [m]	ΔS_{ae} [kN/m]
Spinta del rinterro (+)	20.0	0.057	1.0	1.0	8.47	82

17.2.3 Spinta carichi permanenti

	q [kN/mq]	K_0	H [m]	S_p [kN/m]
spinta sovraccarico sovrastruttura	16.0	0.384	8.47	52

17.2.4 Spinta carichi accidentali

	q [kN/mq]	K_0	H [m]	S_a [kN/m]
Incremento spinta per carichi accidentali q1	50.0	0.384	8.47	163

VI03 - Viadotto in c.a.p

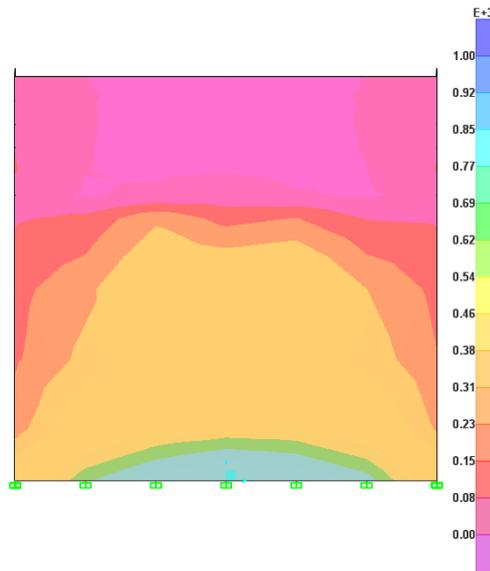
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	50 di 74

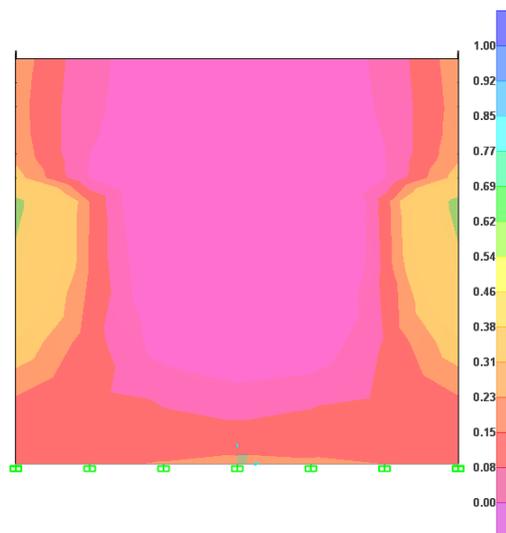
17.3 Verifica del muro frontale

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

SLU



(M22 = 900 kN m/m)



(M11=690 kN m/m)

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

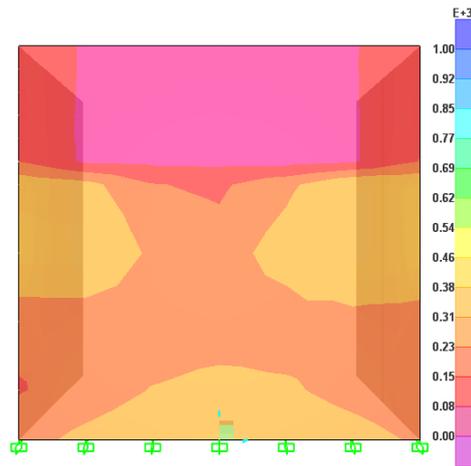
04

D13CL

VI0304001

B

51 di 74



(Vmax = 340 kN)

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

04

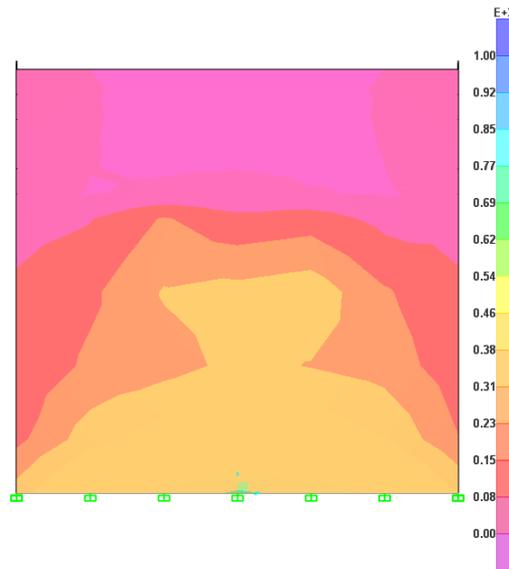
D13CL

VI0304001

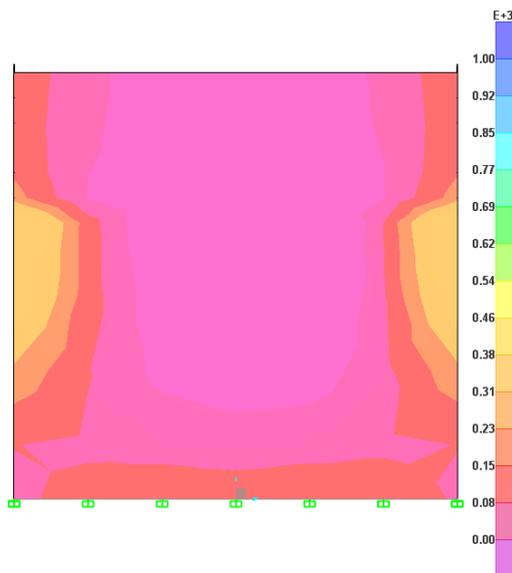
B

52 di 74

SLE



(M22=690 kN m)



(M11=460 kN m)

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	53 di 74

17.3.1 Verifica a flessione SLU- SLV

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

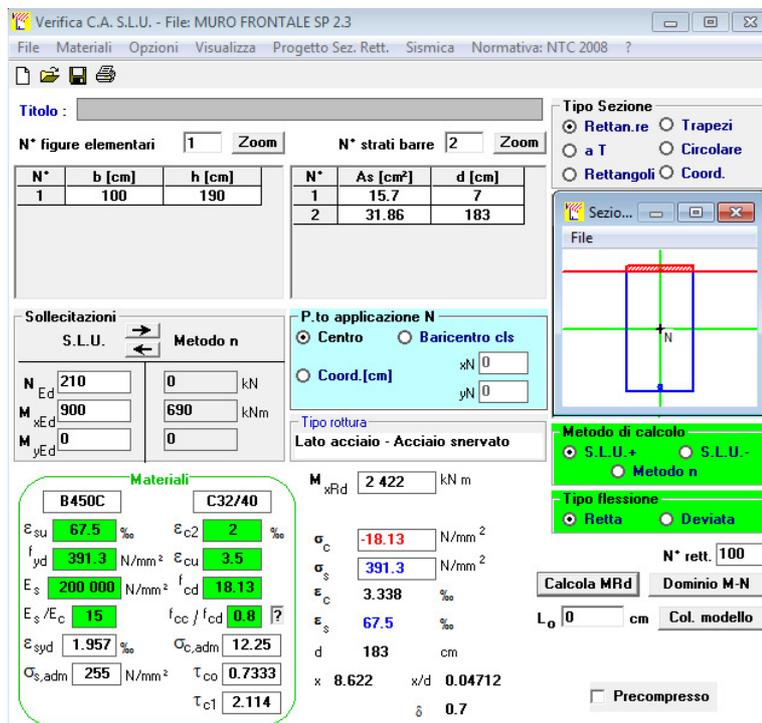
- Dimensioni BxH=(100cmx190cm)
- \varnothing 26 mm/20 cm (lato monte) + \varnothing 20mm/20 cm (lato valle)

Le sollecitazioni più gravose sono le seguenti :

Med = 900 kN m

Ned = 210 kN

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: MURO FRONTALE SP 2.3

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	190	1	15.7	7
			2	31.86	183

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 210 0 kN
M_{xEd} 900 690 kNm
M_{yEd} 0 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

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm ²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	18.13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} 2 422 kN m

σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.338 ‰
 ϵ_s 67.5 ‰
d 183 cm
x 8.622 x/d 0.04712
 δ 0.7

Mrd (Ned) = 2422 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	54 di 74

Armatura orizzontale

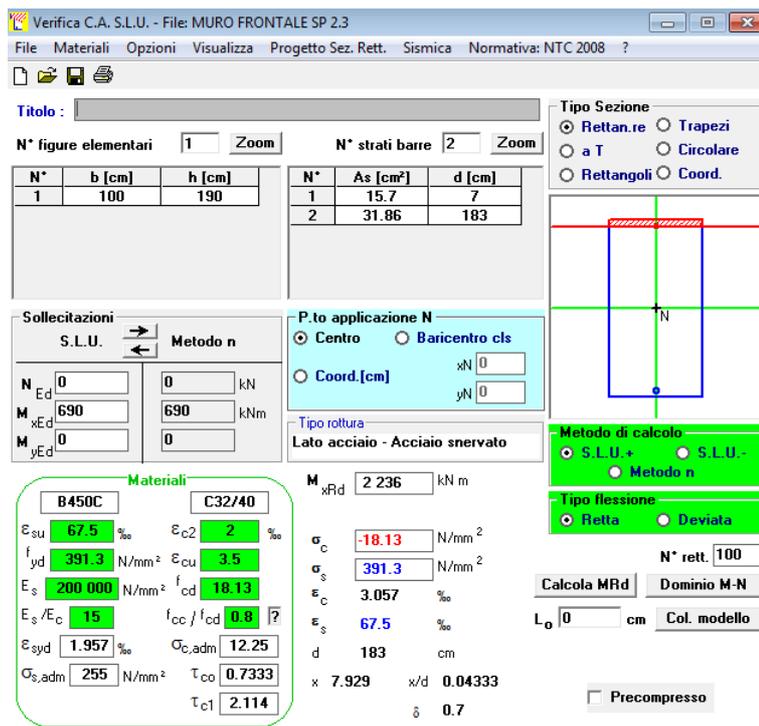
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- 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:



Titolo : _____

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	31.86	183

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN M_{xEd}: 690 kNm M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Tipo rottura: Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali: B450C, C32/40

M_{xRd}: 2236 kNm

σ_c: -18.13 N/mm² σ_s: 391.3 N/mm²

ε_c: 3.057 ‰ ε_s: 67.5 ‰

d: 183 cm x/d: 0.04333

δ: 0.7

Calcola MRd: Dominio M-N L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso:

Mrd = 2236 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	55 di 74

17.3.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale :

$$V_{ed} = 340 \text{ kN/m}$$

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

Classe cls	f_{ck}	32.0	N/mm ²
coeff. parziale	γ_c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	N/mm ²
larghezza membratura resistente	b_w	1000	mm
altezza membratura resistente	H	1900	mm
altezza utile	d	1710	mm
area della sezione	A_{TOT}	1710000	mm ²
diametro ferro longitudinale	ϕ_l	26	mm
area armatura	A	530.9	mm ²
strato		1	
passo		200	mm
n_f /strato		5	
area armatura totale	A_l	2655	mm ²
percentuale di armatura	ρ_l	0.0016	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	s_{cp}	0.00	N/mm ²
	k	1.34	
	v_{min}	0.31	
	V_{Rd1}	470	kN
	V_{Rd2}	526	kN
taglio resistente	V_{Rd}	526	kN

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

La verifica è soddisfatta

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	56 di 74

17.3.3 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/20 cm)

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

note	INPUT	
altezza sezione	h sez	1900 mm
	copriferro	70 mm
diametro medio barre	Φ (barre)	26 mm
numero barre al m	n.barre	6.7 -
classe ds	cls C	32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	326 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	101 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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 2.94E-04 -
distanza max fessure	s r, max 4.11E+02 mm
ampiezza fessure:	wk 0.12 mm
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	57 di 74

Armatura orizzontale (\emptyset 26mm/20 cm)

$\sigma_s = 129$ MPa

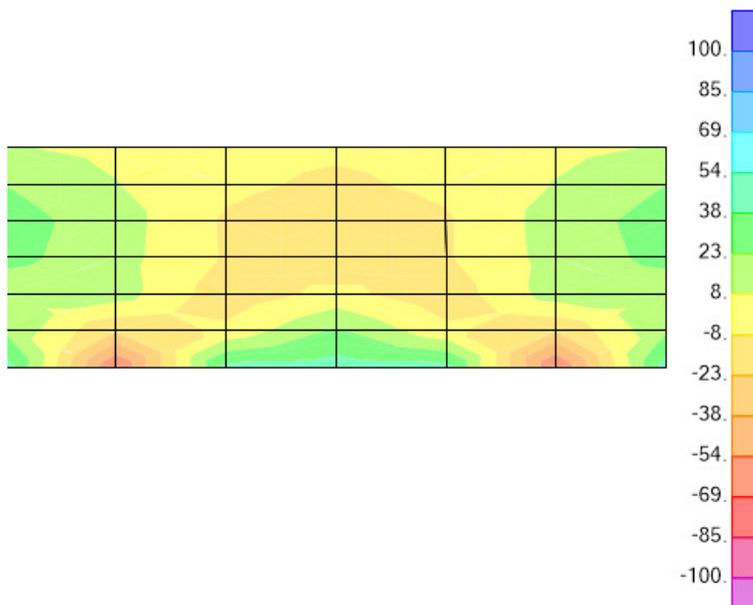
note	INPUT
altezza sezione	h sez 1900 mm
copriferro	copriferro 70 mm
diametro medio barre	Φ (barre) 26 mm
numero barre al m	n.barre 6.7 -
classe ds	cls C 32 MPa
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN 326 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s 129 MPa
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga 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
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ 3.76E-04 -
distanza max fessure
s r, max 4.11E+02 mm
ampiezza fessure:
wk 0.15 mm
LIMITE 0.20 mm
Sez. verificata

17.4 Verifica del paraghiaia

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure.

SLU

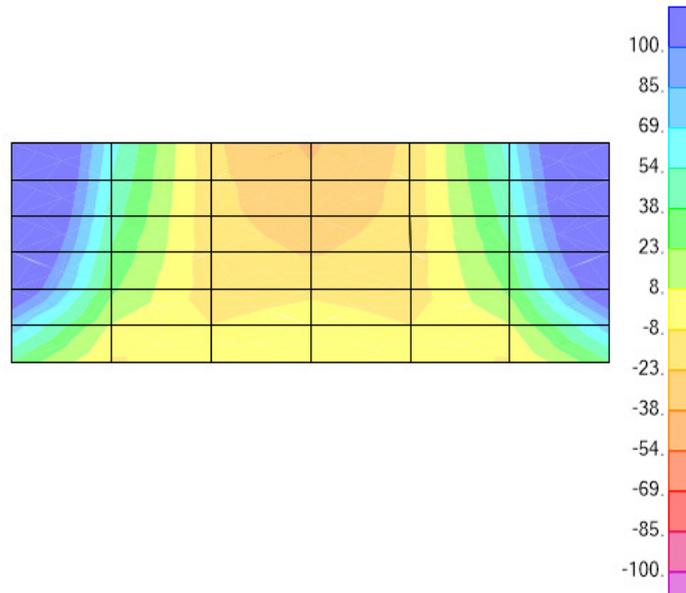


(M22 = 40 kN m/m)

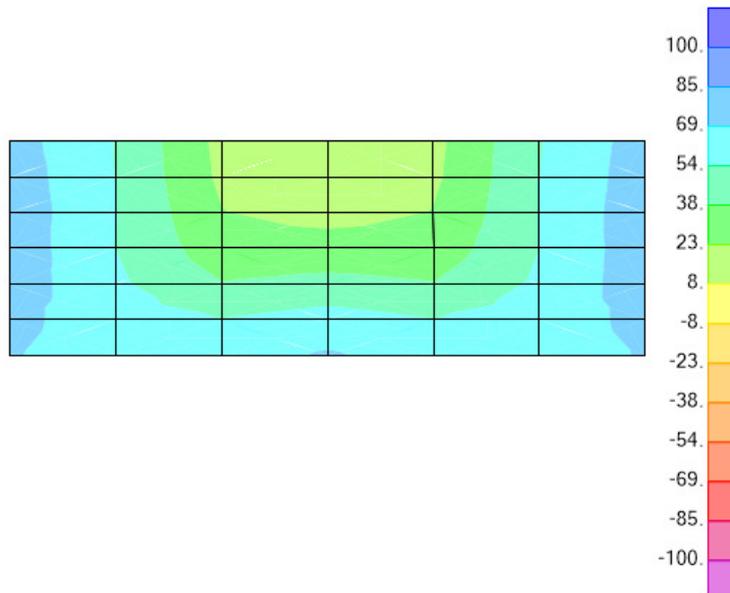
VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	58 di 74



(M11=130 kN m/m)



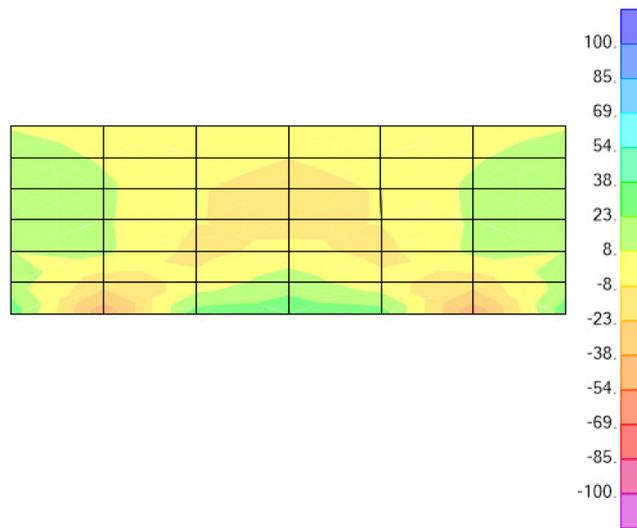
(Vmax = 70 kN/m)

VI03 - Viadotto in c.a.p

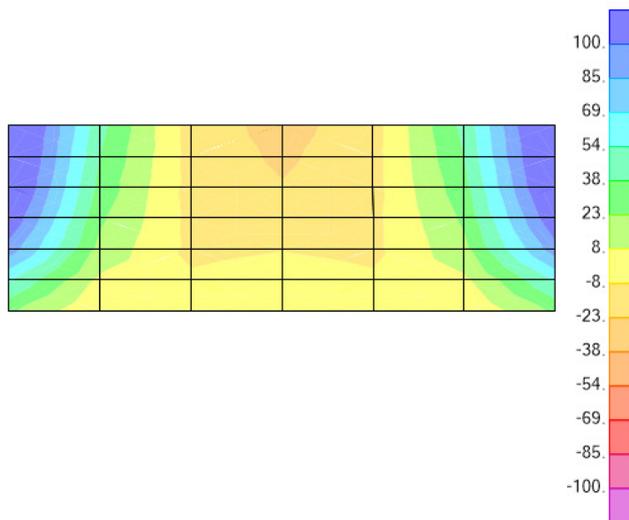
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	59 di 74

SLE



(M22=30 kN m/m)



(M11=110 kN m/m)

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	60 di 74

17.4.1 Verifica a flessione SLU

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

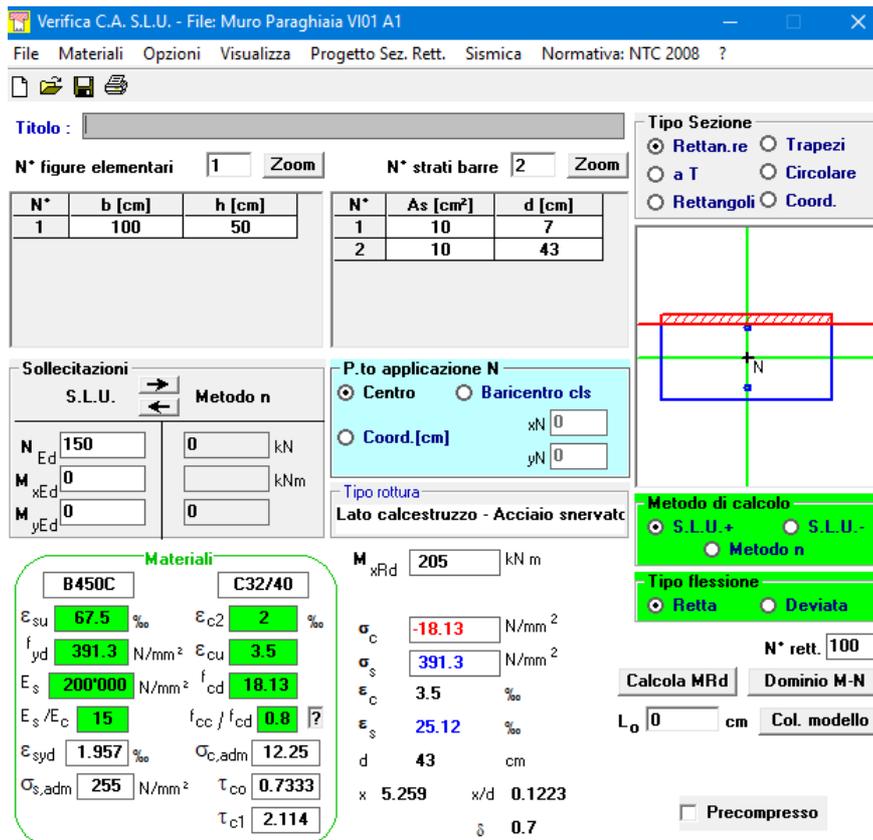
- Dimensioni BxH=(100cmx50cm)
- \varnothing 16 mm/20 cm (lato monte) e \varnothing 16 mm/20 cm (lato valle)

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 and settings:

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50
- Table 2 (Reinforcement Data):**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10	7
2	10	43
- Sollecitazioni (Loads):**
 - S.L.U. Metodo n
 - N_{Ed}: 150 kN
 - M_{xEd}: 0 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
- P.to applicazione N (Point of application of N):**
 - Centro (selected)
 - Baricentro cls
 - Coord.[cm]: xN=0, yN=0
- Materiali (Materials):**
 - B450C: ϵ_{su} 67.5‰, f_{yd} 391.3 N/mm², E_s 200'000 N/mm², E_s/E_c 15, ϵ_{syd} 1.957‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²
 - C32/40: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3.5‰, f_{cd} 18.13, f_{cc}/f_{cd} 0.8, $\sigma_{c,adm}$ 12.25, τ_{co} 0.7333, τ_{cl} 2.114
- Metodo di calcolo (Calculation Method):** S.L.U.+ (selected), Metodo n
- Tipo flessione (Type of bending):** Retta (selected), Deviata
- Calcoli (Calculations):**
 - M_{xRd}: 205 kNm
 - σ_c : -18.13 N/mm²
 - σ_s : 391.3 N/mm²
 - ϵ_c : 3.5‰
 - ϵ_s : 25.12‰
 - d: 43 cm
 - x: 5.259, x/d: 0.1223
 - δ : 0.7
- Other parameters:** N° rett. 100, L_o 0 cm, Col. modello, Precompresso (unchecked)

Mrd (Ned) = 205 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	61 di 74

Armatura orizzontale

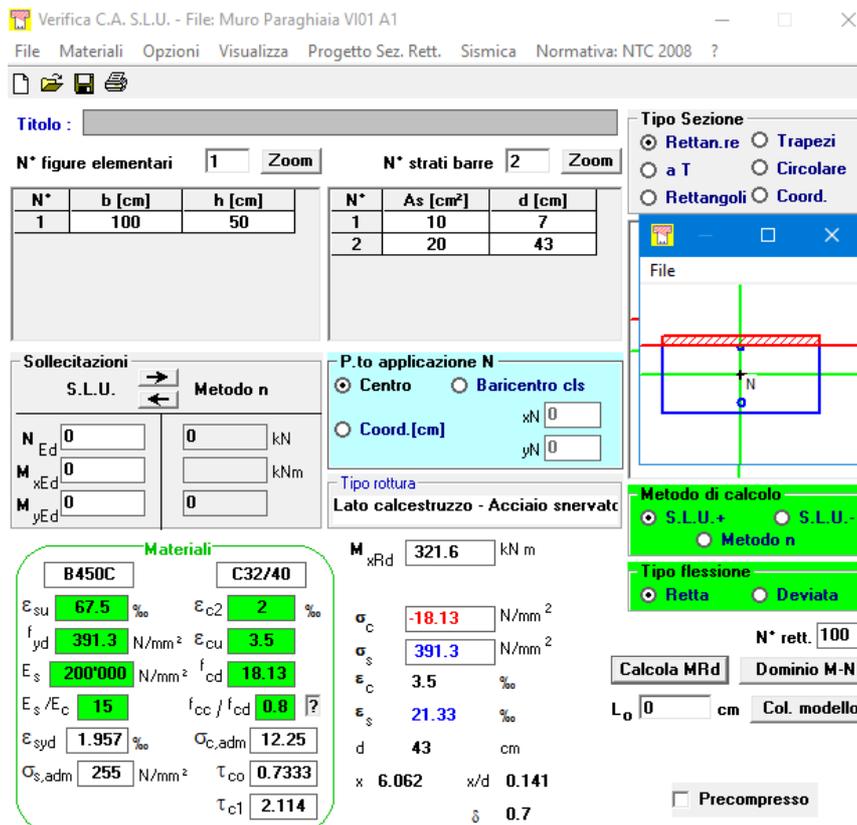
La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

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

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 Zoom N° strati barre 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_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviala

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ε_{su} 67.5‰ ε_{c2} 2‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5‰
E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 18.13
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957‰ σ_{c,adm} 12.25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.7333
τ_{c1} 2.114

M_{xRd} 321.6 kNm
σ_c -18.13 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5‰
ε_s 21.33‰
d 43 cm
x 6.062 x/d 0.141
δ 0.7

Mrd (Ned) = 321 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	62 di 74

17.4.2 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 ²
coeff. parziale	γ_c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	N/mm ²
larghezza membratura resistene	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene	H	500	mm
altezza utile	d	450	mm
area della sezione	A_{TOT}	450000	mm ²
diámetro ferro longitudinale	ϕ_l	20	mm
area armatura	A	314.2	mm ²
	strato	1	
	passo	100	mm
	n_f /strato	10	
area armatura totale	A_l	3142	mm ²
percentuale di armatura	ρ_l	0.0070	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	s_{cp}	0.00	N/mm ²
	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.

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	63 di 74

17.4.3 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):

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

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 (ϕ 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	Φ (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	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	wk	0.062 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_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 -		

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	64 di 74

Armatura orizzontale (ø 16mm/10 cm)

$\sigma_s = 143 \text{ MPa}$

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	Φ (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	ampiezza fessure:	
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	128 mm	wk	0.158 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_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 -		

VI03 - Viadotto in c.a.p

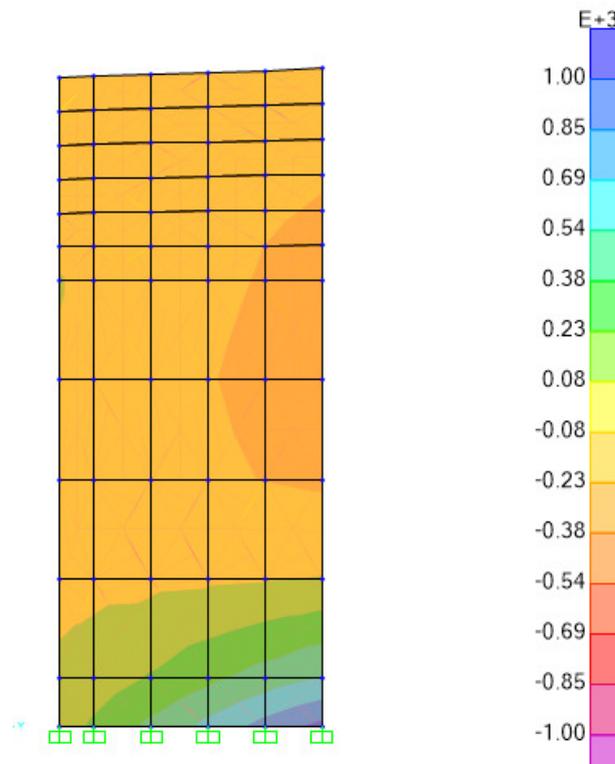
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	65 di 74

17.5 Verifica del muro andatore

Le sollecitazioni massime sono riportate nelle seguenti figure

SLU

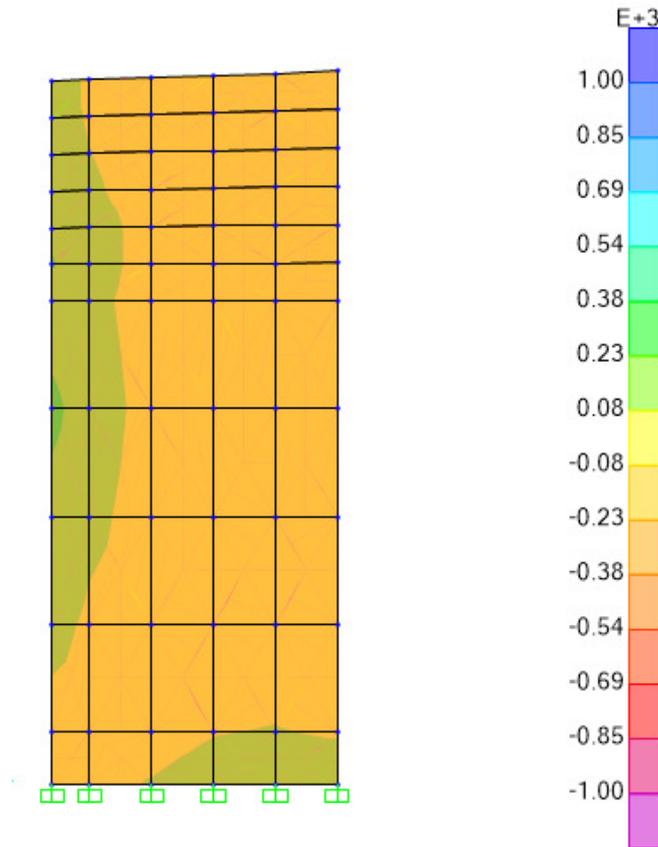


(M22 = 810 kNm/ m)

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	66 di 74

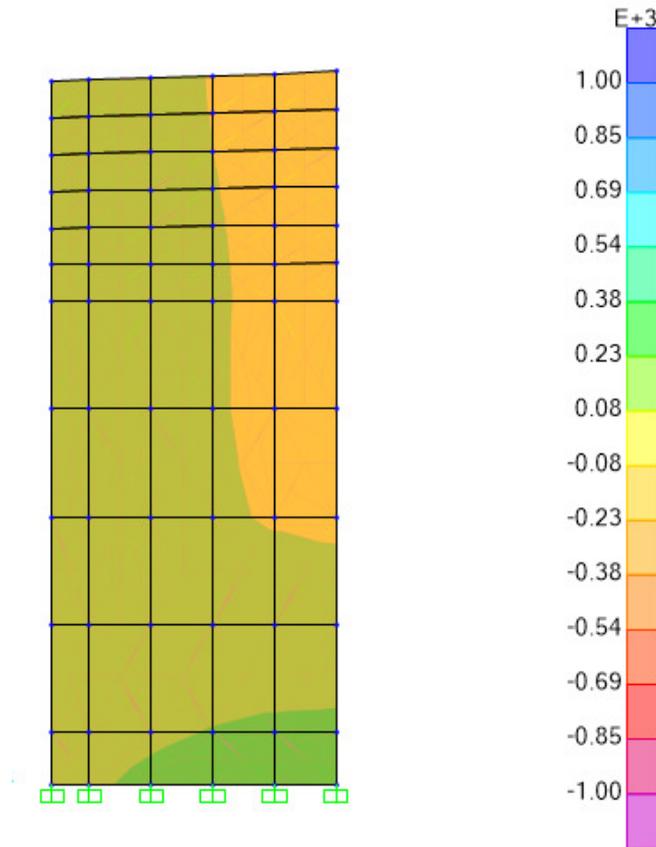


(M11 = 250 kNm/ m)

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	67 di 74



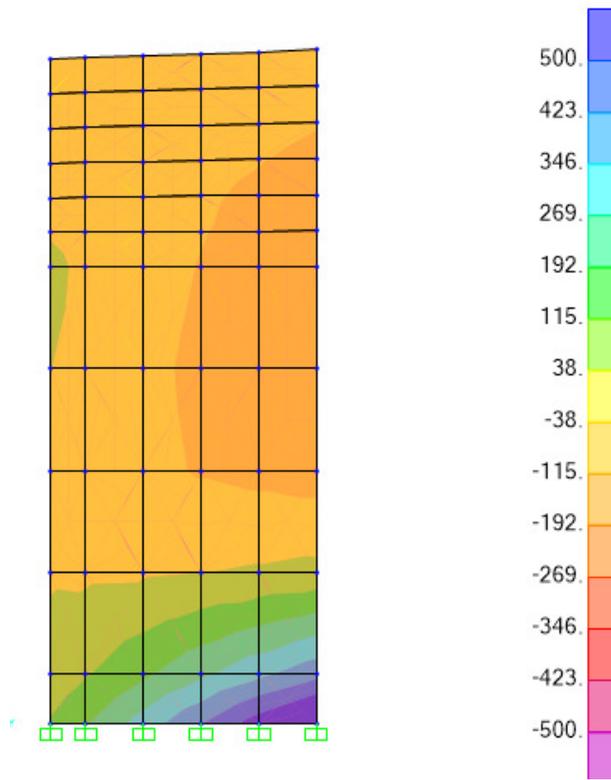
(Vmax = 310 kN/m)

VI03 - Viadotto in c.a.p

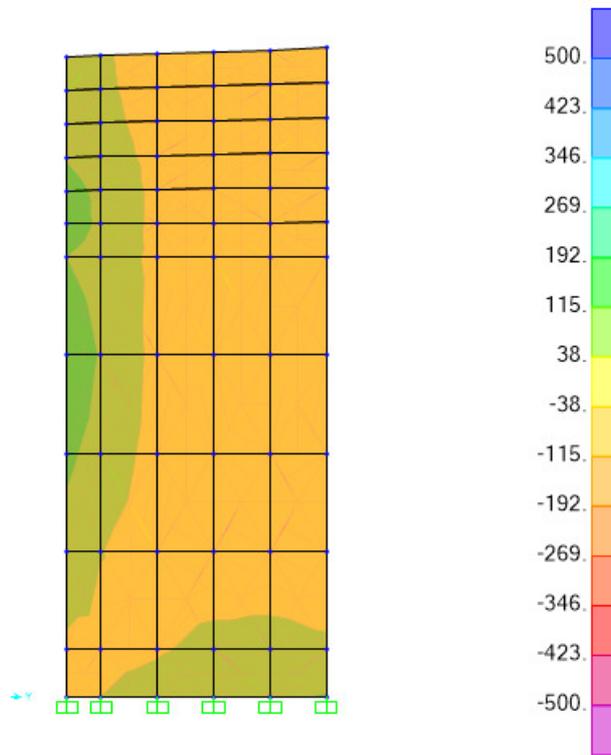
Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	68 di 74

SLE



($M_{22} = 550 \text{ kNm/m}$)



(M11 = 200 kNm/m)

17.5.1 *Verifica a flessione SLU*

Armatura verticale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx150cm)
- \varnothing 26 mm/20 cm (lato monte) \varnothing 20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose alla base del muro andatore sono le seguenti :

Med = 810 kN m

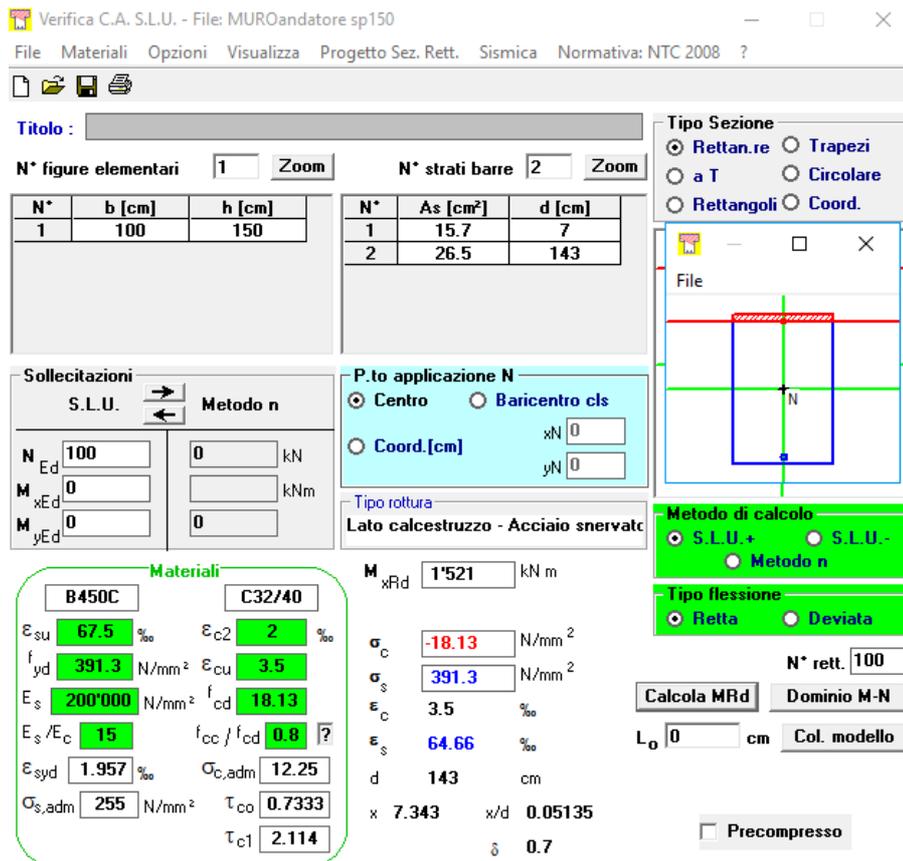
Ned = 100 kN/m

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	70 di 74

Il momento resistente della sezione vale:



Verifica C.A. S.L.U. - File: MUR0andatore sp150

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	150	1	15.7	7
			2	26.5	143

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 100 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - 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

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso:

Materiali: B450C C32/40

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200'000 N/mm² f_{cd}: 18.13 N/mm²
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 12.25 N/mm²
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.7333
τ_{c1}: 2.114 N/mm²

M_{xRd}: 1'521 kNm
σ_c: -18.13 N/mm²
σ_s: 391.3 N/mm²
ε_c: 3.5 ‰
ε_s: 64.66 ‰
d: 143 cm
x: 7.343 x/d: 0.05135
δ: 0.7

$M_{rd} (Ned) = 1521 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

Armatura orizzontale

La sezione resistente presenta la seguente geometria e armatura.

- Dimensioni BxH=(100cmx150cm)
- ø 20 mm/20 cm (lato monte) ø 20mm/20 cm

Le sollecitazioni più gravose alla base del muro andatore sono le seguenti :

$M_{ed} = 570 \text{ kN m}$

Il momento resistente della sezione vale:

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	71 di 74

Verifica C.A. S.L.U. - File: MUR0andatore sp150_tra

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]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.7	7
2	26.5	143

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Tipo rottura Lato acciaio - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	18.13
ε _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	12.25
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.7333
		τ _{c1}	2.114

M_{xRd} kN m

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_c ‰
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

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

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

Precompresso

Mrd (Ned) = 1452 KNm/m > Med

La verifica è soddisfatta

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	72 di 74

17.5.2 Verifica a taglio SLU

Il taglio massimo agente vale:

$V_{ed} = 310 \text{ kN/m}$

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

Classe cls	f_{ck}	32.0	N/mm^2
coeff. parziale	c	1.5	
resistenza di calcolo	f_{cd}	18	N/mm^2
larghezza membratura resistene	b_w	1000	mm
altezza membratura resistene	H	1500	mm
altezza utile	d	1350	mm
area della sezione	A_{TOT}	1350000	mm^2
diametro ferro longitudinale	ϕ_l	26	mm
area armatura	A	530.9	mm^2
strato		1	
passo		200	mm
n_f/strato		10	
area armatura totale	A_l	5309	mm^2
percentuale di armatura	rl	0.0039	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	s_{cp}	0.00	N/mm^2
	k	1.38	
	v_{min}	0.32	
	V_{Rd1}	522	kN
	V_{Rd2}	436	kN
taglio resistente	V_{Rd}	522	kN

$V_{rd} > V_{ed}$

Verifica soddisfatta

17.5.3 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):

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

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

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	73 di 74

Armatura verticale ($\Phi 26/20\text{cm}$)

$\sigma_s = 141 \text{ MPa}$

note	INPUT		OUTPUT
altezza sezione	h sez	1500 mm	diff. def. armature-cls
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr} \quad 4.11E-04$ -
diametro medio barre	Φ (barre)	26 mm	distanza max fessure
numero barre al m	n.barre	5 -	s r, max $4.85E+02$ mm
classe cls	cls C	32 MPa	ampiezza fessure:
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	311 mm	wk 0.199 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	141 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 -	

Armatura orizzontale ($\Phi 20/20\text{cm}$)

$\sigma_s = 94 \text{ MPa}$

note	INPUT		OUTPUT
altezza sezione	h sez	1500 mm	diff. def. armature-cls
copriferro	copriferro	70 mm	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr} \quad 2.74E-04$ -
diametro medio barre	Φ (barre)	20 mm	distanza max fessure
numero barre al m	n.barre	5 -	s r, max $5.83E+02$ mm
classe cls	cls C	32 MPa	ampiezza fessure:
posizione asse neutro (Da programma VCA SLU)	x AN	311 mm	wk 0.160 mm
tensione max barre (Da programma VCA SLU)	σ_s	94 MPa	LIMITE 0.20 mm
(0.6 carichi brevi; 0.4 lunga durata)	kt	222 -	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 -	

VI03 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo spalle e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	04	D13CL	VI0304001	B	74 di 74

18 INCIDENZA ARMATURE

- Elevazione: 120 Kg/m³
- Fondazione: 90 Kg/m³