

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 BAULADU

VIADOTTO VI02 IN C.A.P

*Relazione di Calcolo Pile e Fondazioni*

SCALA:

-

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

**R R 0 H** **0 1** **D** **1 3** **CL** **VI 0 2 0 5** **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 Novembre 2018 
A	Emissione Esecutiva	P.Tortolini	Marzo 2018	A. Ciavarella	Marzo 2018	T.Paoletti	Marzo 2018	

File: RR0H01D13CLVI0205001B.docx

n. Elab.:

**INDICE**

1	INTRODUZIONE .....	5
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	10
3	MATERIALI .....	11
3.1	Calcestruzzo .....	11
3.2	Acciaio da armatura ordinaria.....	12
3.3	Acciaio armonico stabilizzato per trefoli .....	12
4	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE .....	13
5	ANALISI DEI CARICHI .....	14
5.1	Carichi da impalcato .....	14
5.1.1	Pesi strutturali impalcato (G1).....	14
5.1.2	Carichi permanenti portati impalcato (G2).....	14
5.1.3	Azioni variabili da traffico ferroviario.....	15
5.1.4	Vento impalcato.....	19
5.1.5	Resistenze parassite appoggi impalcato (RES).....	20
5.2	Pesi propri delle sottostrutture (G1).....	21
5.3	Vento su pila .....	21
5.4	Azione sismica (E).....	22
6	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL FUSTO PILA.....	24
6.1	Calcolo dell'azione sismica.....	24
6.1.1	Pila H=15.4 m.....	24
6.1.2	Pila H=10.5 m.....	25
6.2	Sollecitazioni elementari da impalcato .....	27
6.2.1	Pila H=15.4m.....	27

6.2.2	Pila H=10.5m.....	28
6.3	Sollecitazioni elementari base pila.....	29
6.3.1	Pila H=15.4m.....	29
6.3.2	Pila H=10.5m.....	30
6.4	Combinazioni dei carichi .....	31
6.5	Sollecitazioni combinate base pila.....	33
6.5.1	Pila H=15.4m.....	33
6.5.2	Pila H=10.5m.....	34
6.6	Verifiche strutturali del fusto pila H= 15.4m.....	35
6.6.1	Calcolo dell'armatura minima .....	35
6.6.2	Verifica a flessione SLU e SLV .....	37
6.6.3	Verifica a taglio SLU e SLV.....	40
6.6.4	Verifica a fessurazione.....	42
6.7	Verifiche strutturali del fusto pila H= 10.5 m.....	43
6.7.1	Calcolo dell'armatura minima .....	43
6.7.2	Verifica a flessione SLU e SLV .....	44
6.7.3	Verifica a taglio SLU e SLV.....	48
6.7.4	Verifica a fessurazione.....	50
7	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI .....	51
7.1	Sollecitazioni elementari intradosso fondazione.....	51
7.1.1	Pila H=15.4m.....	51
7.1.2	Pila H=10.5m.....	52
7.2	Combinazioni di carico .....	53
7.3	Sollecitazioni combinate intradosso fondazione.....	55

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	4 di 91

7.3.1	Pila H=15.4m.....	55
7.3.2	Pila H=10.5 m.....	56
7.4	Verifiche strutturali del plinto.....	57
7.4.1	Plinto 10x10x2.5m (Pila H=15.4 m).....	57
7.4.2	Plinto 8.6x8.6x2.3m (Pila H=10.5m).....	68
7.5	Verifiche geotecniche .....	79
7.5.1	Plinto 10x10x2.5m (Pila H=15.4 m).....	79
7.5.2	Verifica a scorrimento .....	82
7.5.3	Plinto 8.6x8.6x2.3m (Pila H=10.5 m).....	83
7.5.4	Verifica nei confronti della capacità portante.....	83
7.5.5	Verifica a scorrimento .....	85
7.6	Verifica a ribaltamento.....	87
7.6.1	Plinto 10x10x2.5m (Pila H=15.4 m).....	89
7.6.2	Plinto 8.6x8.6x2.3m (Pila H=10.5 m).....	90
8	INCIDENZA ARMATURE .....	91

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le analisi e verifiche che hanno condotto al dimensionamento delle pile del viadotto VI02 della variante di Bauladu 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 caratterizzato da travi poggiate in c.a.p. di luce 25m. L'opera presenta 6 pile con fondazione diretta, essendo il sottosuolo caratterizzato da una matrice rocciosa ad elevate caratteristiche geomeccaniche. Le pile dell'opera presentano altezze compresa tra i 10 ed 15m, esse sono caratterizzate da una sezione scatolare cava, con geometria pseudorettangolare di dimensione esterne pari a 6x3.2m, lo spessore delle pareti è pari a 0.40m. Sono presenti 2 tipologie di plinti di fondazione tutti di dimensione in pianta quadrata: per le pile di altezza fino ad 11m il lato la fondazione ha lati da 8.6m e spessore 2.3m, mentre per le pile più alte il plinto di fondazione presenta lati da 10m e spessore 2.5m.

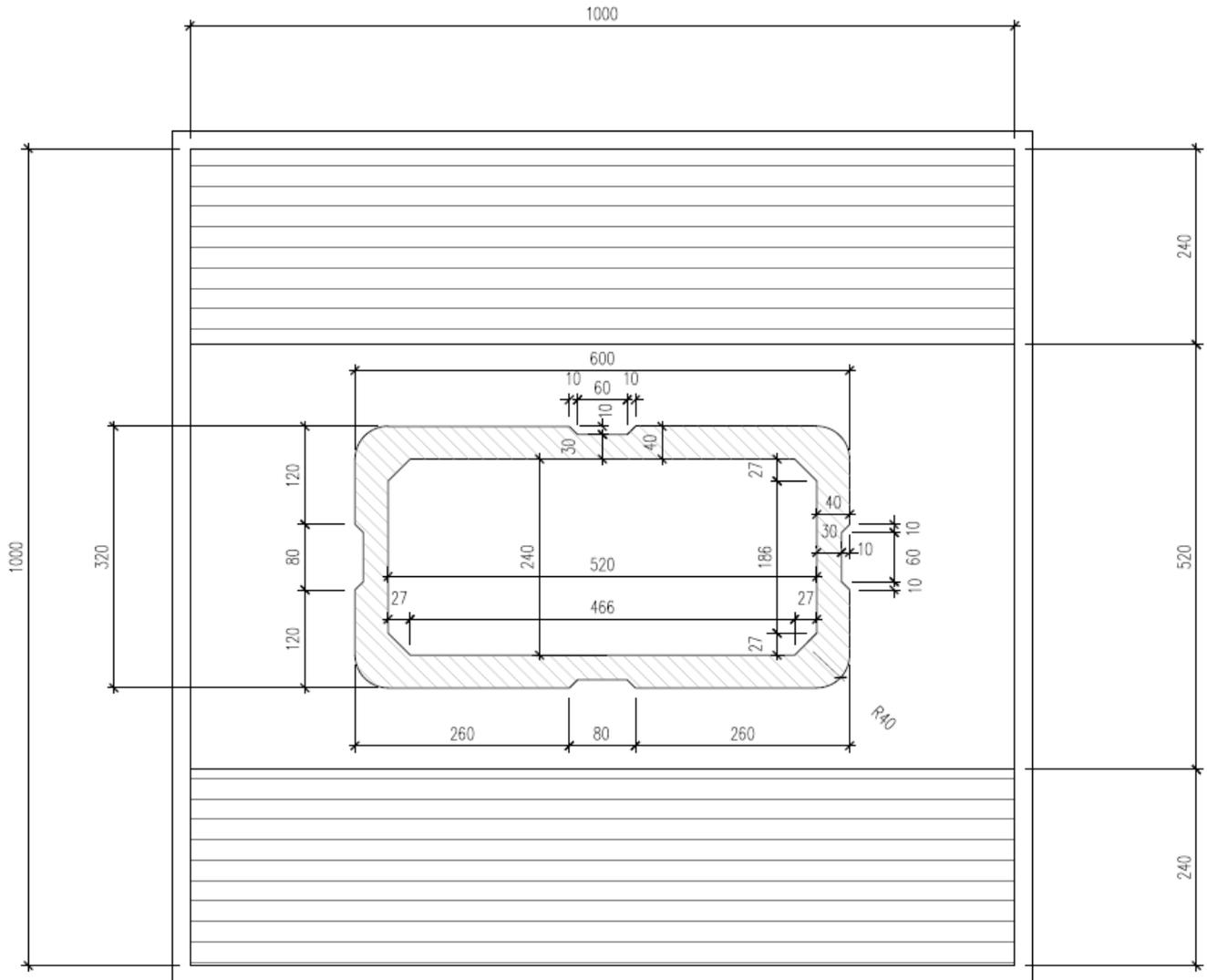
La presente relazione riporta i calcoli relativi alle due tipologie di sottostrutture presenti:

- Pila di altezza H1=15.4m e fondazione 10x10x2.5m
- Pila di altezza H2= 10.5 m e fondazione 8.6x8.6x2.3m.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	6 di 91



• **Figura 1: Pianta fondazioni 10x10x2.5m**

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

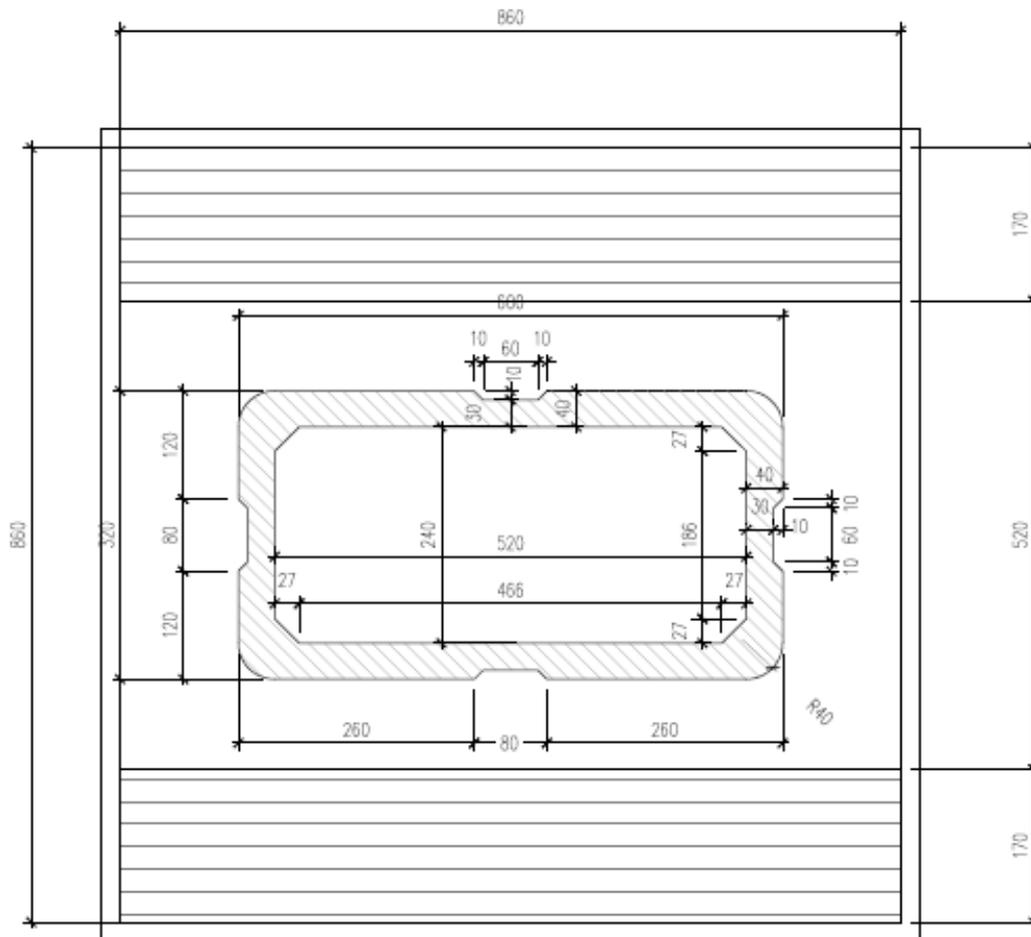
01

D13CL

VI0205001

B

7 di 91



**Figura 2: Pianta fondazioni 8.6x8.6x2.3m**

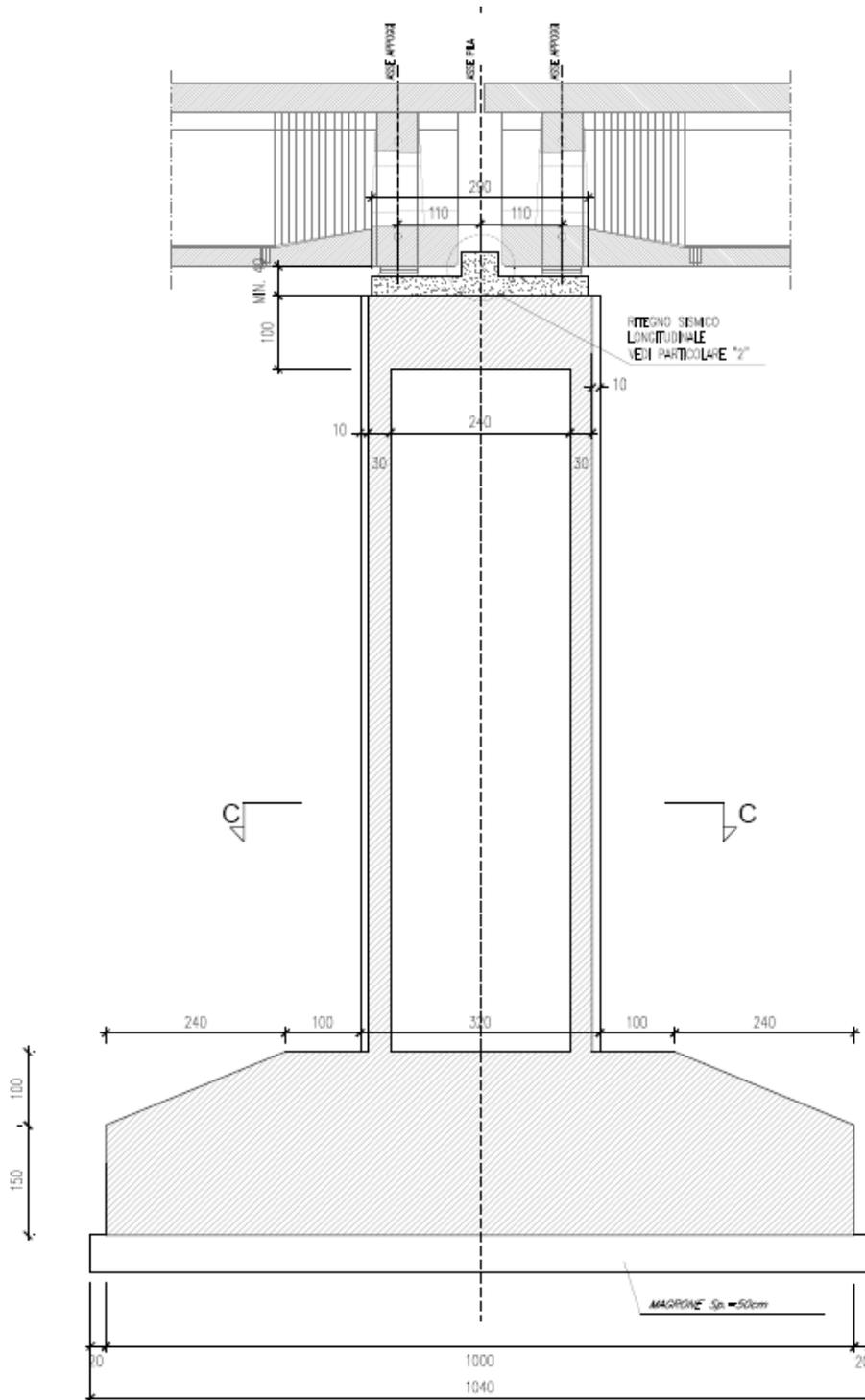
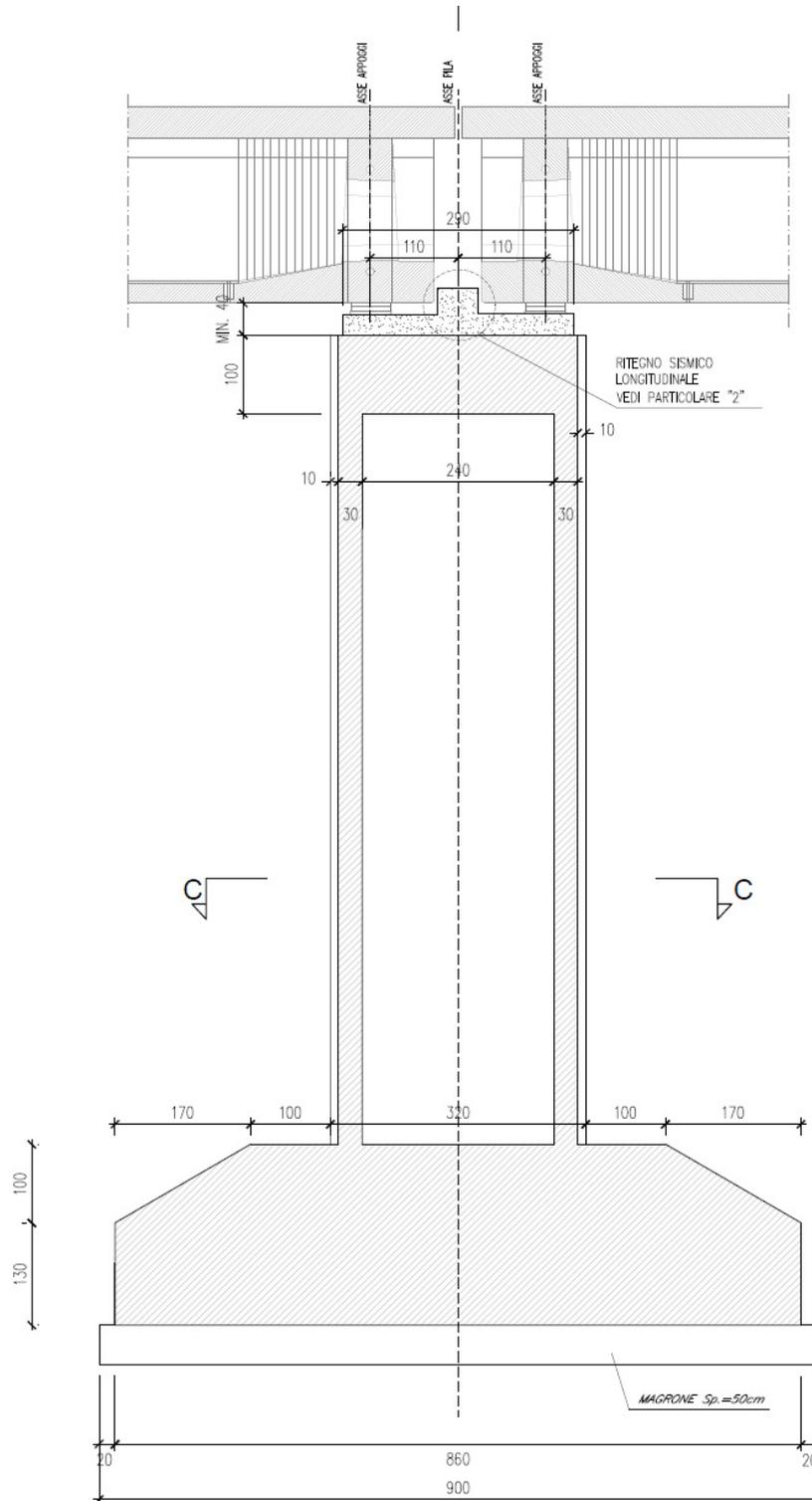


Figura 3: Sezione longitudinale pila H=15.4m



**Figura 4: Sezione longitudinale pila H=10.5m**

## 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

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	13 di 91

## 4 CARATTERISTICHE DEL 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 7

**Strato : Basalto alterato/Andesiti alterate (BSTalt/ANDalt)**

$$\gamma = 24 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 63^\circ$$

$$c' = 266 \text{ Kpa}$$

$$E_m = 6487 \text{ Mpa}$$

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

## 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)

Il peso proprio strutturale delle opere è valutato sulla base dei pesi per unità di volume dei diversi materiali da costruzione.

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  $20 \text{ kN/m}^3$  (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  $2 * 2.5 \text{ KN/m} = \mathbf{5.0 \text{ KN/m}}$

	<b>VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA</b> <b>VARIANTE DI BAULADU</b>					
<b>VI02 - Viadotto in c.a.p</b> <b>Relazione di calcolo pile e fondazioni</b>	COMMESSA RR0H	LOTTO 01	CODIFICA D13CL	DOCUMENTO VI0205001	REV. B	FOGLIO 15 di 91

Canalette portacavi (2.0 KN/m)

**2.0 KN/m**

**89.20 KN/m**

**Il peso totale G2 per l'impalcato da 25m è dunque 2230 KN.**

### 5.1.3 Azioni variabili da traffico ferroviario

Ai fini del calcolo delle sollecitazioni più sfavorevoli prodotte dalle azioni variabili da traffico per le sottostrutture sono state prese in considerazione due configurazioni di carico delle campate afferenti la pila.

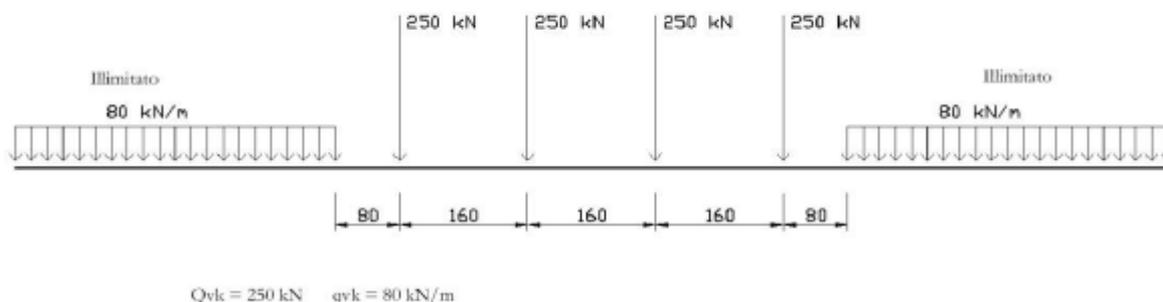
**Schema 1: Carichi da traffico presenti su entrambe le campate**

**Schema 2 : Carichi da traffico presenti solo sulla campata lato appoggio fisso**

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):

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

VI02 - Viadotto in c.a.p

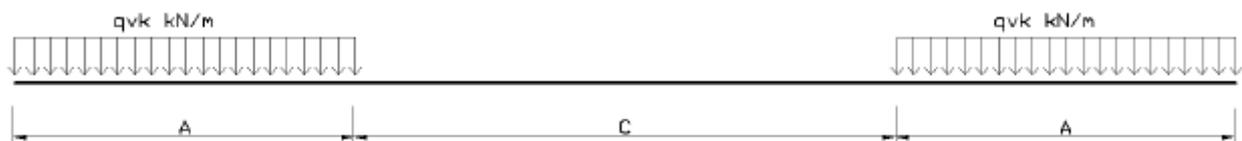
Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	16 di 91

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:



*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 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  $\Phi_3 = 2.84$

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	17 di 91

### 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)

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

- LM71 ( $\alpha=1.1$ ):

Campata [m]	Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
25	<b>908</b>	<b>550</b>

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

Campata (m)	Avviamento $Q_{1a,k}$ [KN]	Frenatura $Q_{1b,k}$ [KN]
25	<b>825</b>	<b>700</b>

### Serpeggio

Si considera una forza orizzontale concentrata agente sulla sommità della rotaia più alta di intensità pari a  $Q_{sk}=100\text{KN}$ . 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

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

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	18 di 91

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

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

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<sup>2</sup>;

$r$  = è il raggio di curvatura in m.

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

Raggio di curvatura  $r = 1750$  m

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

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

Calcolo del coefficiente  $V^2/127r$

- LM71: 0.09
- SW/2: 0.05

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

9% del carico verticale LM71

5% 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:

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	19 di 91

	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.

#### 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:

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

- 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:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.62$$

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

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

$$z = 15 \text{ m (quota media impalcato dal pc)}$$

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	20 di 91

In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.62 * 1.4 * 1 = 1.80 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{trave direttamente investita})$$

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 * 2.62 * 0.2 * 1 = 0.26 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{travi successive})$$

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:

$$F_{\text{vento}} = 1.80 \text{ KN/m} * (4+3.18)\text{m} + 0.26\text{KN/m} * 2.1\text{m} = 13.47 \text{ KN/m} \quad \text{Ponte carico}$$

$$F_{\text{vento}^*} = 1.93 \text{ KN/m} * 3.18 \text{ m} + 0.26\text{KN/m} * 2.8\text{m} = 6.86 \text{ KN/m} \quad \text{Ponte scarico}$$

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 (RES)*

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.

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	21 di 91

## 5.2 Pesì propri delle sottostrutture (G1)

Si hanno i seguenti pesi strutturali:

### PILA H=15.4m

$$\text{Pulvino (sp=1m)} = 18.8\text{m}^2 * 1\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 470 \text{ KN}$$

$$\text{Fusto pila} = 6.45 \text{ m}^2 * 14.4 * 25 \text{ KN/m}^3 = 2322 \text{ KN}$$

$$\text{Fondazione} = (10\text{m} * 10\text{m} * 2.5 \text{ m} - 2.4\text{m} * 1\text{m} * 10 \text{ m}) * 25 \text{ KN/m}^3 = 5650 \text{ KN}$$

### PILA H=10.5 m

$$\text{Pulvino (sp=1m)} = 18.8\text{m}^2 * 1\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 470 \text{ KN}$$

$$\text{Fusto pila} = 6.45 \text{ m}^2 * 9.05 * 25 \text{ KN/m}^3 = 1459 \text{ KN}$$

$$\text{Fondazione} = (8.6\text{m} * 8.6 * 2.3 \text{ m} - 1.7\text{m} * 1\text{m} * 8.6 \text{ m}) * 25 \text{ KN/m}^3 = 3887 \text{ KN}$$

## 5.3 Vento su pila

Con riferimento alla pressione cinetica del vento del sito calcolata nell'analisi dell'impalcato ( $q_b = 0.49 \text{ KN/m}^2$ ):

- Coefficiente di esposizione :

$$c_e = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.19$$

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

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

$$z = 7.7 \text{ m (quota baricentro pila)}$$

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 0.49 * 1.93 * 1 * 1.2 = 1.29 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Vento longitudinale pila} = 1.29 \text{ KN/m}^2 * 15.4 \text{ m} * 6\text{m} = 119 \text{ KN}$$

$$\text{Vento trasversale pila} = 1.29 \text{ KN/m}^2 * 15.4 * 3.2\text{m} = 63.4 \text{ KN}$$

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	22 di 91

#### 5.4 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 ( $C_u = 1.0$ )

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

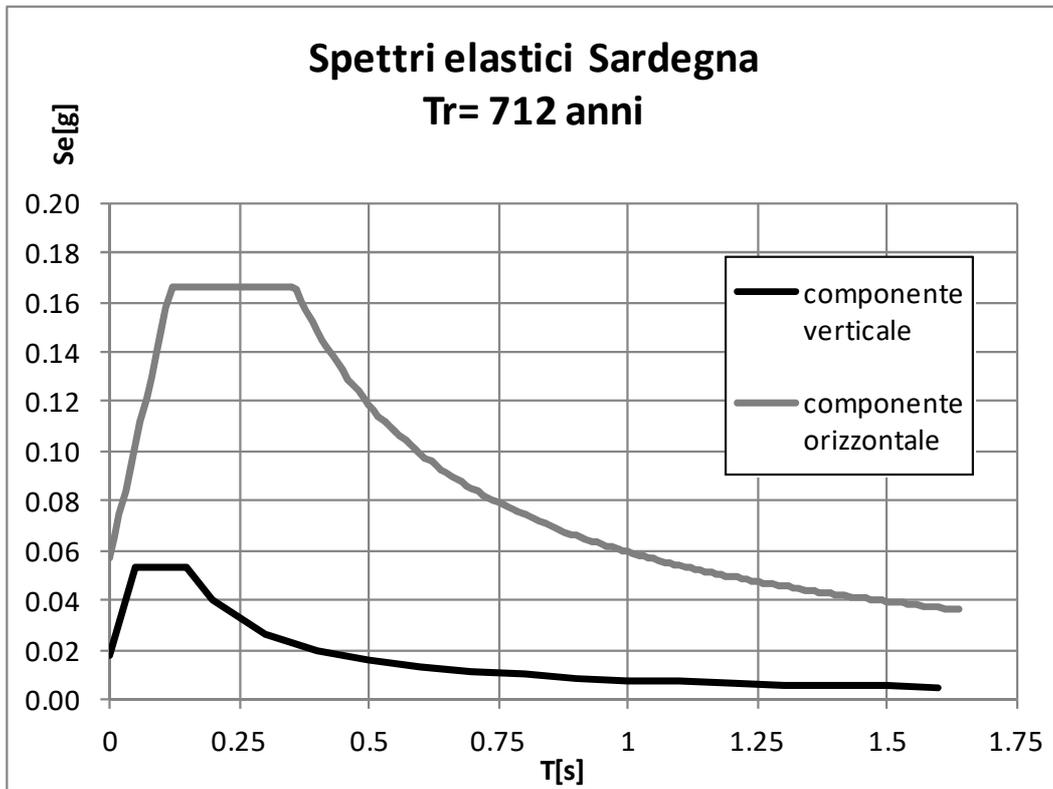
I parametri ottenuti per interpolazione da quelli della tabella 2 sono i seguenti:

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
$T_D$ [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 BAULADU</b>												
<b>VI02 - Viadotto in c.a.p</b> <b>Relazione di calcolo pile 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>01</td> <td>D13CL</td> <td>VI0205001</td> <td>B</td> <td>24 di 91</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	24 di 91
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	24 di 91								

## 6 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL FUSTO PILA

### 6.1 Calcolo dell'azione sismica

Considerata la bassa pericolosità sismica del territorio in cui il ponte verrà realizzato, si adotta quale spettro di progetto quello elastico ( $q=1$ ).

L'azione sismica trasmessa dall'impalcato alla sottostruttura nonché l'azione sismica della pila stessa viene valutata impiegando uno schema di calcolo ad 1GL (mensola), secondo l'analisi statica lineare.

Considerato che in direzione longitudinale ciascuna campata è collegata rigidamente ad un'unica pila, mentre trasversalmente ciascun appoggio dell'impalcato è fisso, ciascuna pila sopporta la medesima massa sismica dell'impalcato pari ad un'unica campata.

#### 6.1.1 Pila $H=15.4$ m

Per la pila in esame la massa efficace che determina l'azione sismica è data da :

$$M_{\text{sismica}} = (M_{\text{impalcato}} + M_{\text{pulvino}} + 0.5M_{\text{pila}}) = 700 \text{ ton}$$

Ai fini del calcolo dei periodi propri e delle relative forze sismiche della pila si distinguono le due direzioni di applicazione dell'azione sismica.

- DIREZIONE LONGITUDINALE

$$H_{\text{long}} = H_{\text{pila}} + H_{\text{appoggi}} = 15.4 \text{ m} + 0.4 \text{ m} = 15.8 \text{ m}$$

$$J_{\text{long}} = 10.4 \text{ m}^4$$

$$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 33.3 \text{ Gpa (cls C32/40, si assume una rigidezza del cls non fessurata)}$$

Da cui discende la seguente rigidezza orizzontale della pila:

$$K_{\text{long}} = 3 E_c * J_{\text{long}} / H_{\text{long}}^3 = 264 \text{ E3 kN/m}$$

Dunque il periodo longitudinale del sistema pila + impalcato vale:

$$T_{\text{long}} = 2\pi (M_{\text{sismica}} / K_{\text{long}})^{0.5} = 0.32 \text{ s}$$

A cui corrisponde un'accelerazione spettrale allo SLV di

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	25 di 91

**Se (T long) = 0.166 g**

L'azione sismica che agisce in testa alla pila vale dunque:

$$F_{SLV \text{ long}} = 700 \text{ Ton} * 0.166 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 1140 \text{ KN}$$

- DIREZIONE TRASVERSALE

$$H_{tra} = H_{pila} + H_{appoggi} + Y_g \text{ impalcato} = 15.4 \text{ m} + 0.4 \text{ m} + 1.8 \text{ m} = 17.6 \text{ m}$$

$$J_{tra} = 29.5 \text{ m}^4$$

$$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 33.3 \text{ Gpa (cls C32/40, si assume una rigidezza del cls non fessurata)}$$

Da cui discende la seguente rigidezza orizzontale della pila:

$$K_{tra} = 3 E_c * J_{tra} / H_{tra}^3 = 541 \text{ E3 kN/m}$$

Dunque il periodo trasversale del sistema pila + impalcato vale:

$$T_{tra} = 2\pi (M_{sismica} / K_{tra})^{0.5} = 0.22 \text{ s}$$

A cui corrisponde un'accelerazione spettrale allo SLV di

**Se (T tra) = 0.166 g**

L'azione sismica che agisce in testa alla pila vale dunque:

$$F_{SLV \text{ tra}} = 700 \text{ Ton} * 0.166 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 1140 \text{ KN}$$

### 6.1.2 Pila H=10.5 m

Per la pila in esame la massa efficace che determina l'azione sismica è data da :

$$M_{sismica} = M_{impalcato} + M_{pulvino} + 0.5M_{pulvino} = 667 \text{ ton}$$

Ai fini del calcolo dei periodi propri e delle relative forze sismiche della pila si distinguono le due direzioni di applicazione dell'azione sismica.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	26 di 91

- DIREZIONE LONGITUDINALE

$$H_{\text{long}} = H_{\text{pila}} + H_{\text{appoggi}} = 10.5 \text{ m} + 0.4 \text{ m} = 10.9 \text{ m}$$

$$J_{\text{long}} = 10.4 \text{ m}^4$$

$$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 33.3 \text{ Gpa (cls C32/40, si assume una rigidezza del cls non fessurata)}$$

Da cui discende la seguente rigidezza orizzontale della pila:

$$K_{\text{long}} = 3 E_c * J_{\text{long}} / H_{\text{long}}^3 = 649 \text{ E3 kN/m}$$

Dunque il periodo longitudinale del sistema pila + impalcato vale:

$$T_{\text{long}} = 2\pi (M_{\text{sismica}} / K_{\text{long}})^{0.5} = 0.20 \text{ s}$$

A cui corrisponde un'accelerazione spettrale allo SLV di

$$S_e(T_{\text{long}}) = 0.166 \text{ g}$$

L'azione sismica che agisce in testa alla pila vale dunque:

$$F_{\text{SLV long}} = 667 \text{ Ton} * 0.166 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 1086 \text{ KN}$$

- DIREZIONE TRASVERSALE

$$H_{\text{tra}} = H_{\text{pila}} + H_{\text{appoggi}} + Y_g \text{ impalcato} = 10.3 \text{ m} + 0.4 \text{ m} + 1.8 \text{ m} = 12.5 \text{ m}$$

$$J_{\text{tra}} = 29.5 \text{ m}^4$$

$$E_c = 22000 * (f_{cm}/10)^{0.3} = 33.3 \text{ Gpa (cls C32/40, si assume una rigidezza del cls non fessurata)}$$

Da cui discende la seguente rigidezza orizzontale della pila:

$$K_{\text{tra}} = 3 E_c * J_{\text{tra}} / H_{\text{tra}}^3 = 1200 \text{ E3 kN/m}$$

Dunque il periodo trasversale del sistema pila + impalcato vale:

$$T_{\text{tra}} = 2\pi (M_{\text{sismica}} / K_{\text{tra}})^{0.5} = 0.15 \text{ s}$$

A cui corrisponde un'accelerazione spettrale allo SLV di

$$S_e(T_{\text{tra}}) = 0.166 \text{ g}$$

L'azione sismica che agisce in testa alla pila vale dunque:

$$F_{\text{SLV tra}} = 667 \text{ Ton} * 0.166 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 1086 \text{ KN}$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	27 di 91

## 6.2 Sollecitazioni elementari da impalcato

Le tabelle seguenti riportano le sollecitazioni elementari trasmesse dagli appoggi dell'impalcato riportate alla base del fusto pila.

### 6.2.1 Pila H=15.4m

	APPOGGI FISSI (1-2)				
	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	1505	1655	0	0	0
G2	1114	1226	-1	0	0
Vento	0	0	2579	0	184
LM 71	1866	2053	-143	0	0
SW/2	2018	2220	0	0	0
serpeggio LM71	0	0	-1044	0	-55
serpeggio SW/2	0	0	-949	0	-50
centrifuga LM71	0	0	-2327	0	-112
centrifuga SW/2	0	0	-1293	0	-62
frenatura LM71	0	14346	0	908	0
frenatura SW2	0	13035	0	825	0

	APPOGGI MOBILI (3-4)				
	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	1505	-1655	0	0	0
G2	1114	-1226	-1	0	0
vento	0	0	2579	0	184
LM 71	1866	-2053	-143	0	0
SW/2	2018	-2220	0	0	0
serpeggio LM71	0	0	-1044	0	-55
serpeggio SW/2	0	0	-949	0	-50
centrifuga LM71	0	0	-2327	0	-112
centrifuga SW/2	0	0	-1293	0	-62
frenatura LM71	0	0	0	0	0
frenatura SW2	0	0	0	0	0

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	28 di 91

6.2.2 Pila H=10.5m

	APPOGGI FISSI (1-2)				
	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	1505	1655	0	0	0
G2	1114	1226	-1	0	0
Vento	0	0	1659	0	184
LM 71	1866	2053	-143	0	0
SW/2	2018	2220	0	0	0
serpeggio LM71	0	0	-769	0	-55
serpeggio SW/2	0	0	-699	0	-50
centrifuga LM71	0	0	-1767	0	-112
centrifuga SW/2	0	0	-982	0	-62
frenatura LM71	0	9806	0	908	0
frenatura SW2	0	8910	0	825	0

	APPOGGI MOBILI (3-4)				
	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
G1	1505	-1655	0	0	0
G2	1114	-1226	-1	0	0
vento	0	0	1659	0	184
LM 71	1866	-2053	-143	0	0
SW/2	2018	-2220	0	0	0
serpeggio LM71	0	0	-769	0	-55
serpeggio SW/2	0	0	-699	0	-50
centrifuga LM71	0	0	-1767	0	-112
centrifuga SW/2	0	0	-982	0	-62
frenatura LM71	0	0	0	0	0
frenatura SW2	0	0	0	0	0

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	29 di 91

### 6.3 Sollecitazioni elementari base pila

#### 6.3.1 Pila H=15.4m

La tabella seguente riporta le sollecitazioni elementari alla base della pila di tutte le azioni considerate nel calcolo della pila.

	SOLLECITAZIONI BASE PILA H= 15.4m				
	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Peso pila + pulvino	2788	0	0	0	0
Sisma pila + impalcato long	0	18045	0	1142	0
Sisma pila + impalcato tra	0	0	-20101	0	-1142
Sisma pila + impalcato vert*	125	0	0	0	0
<b>Azioni da impalcato</b>					
G1	3010	0	0	0	0
G2	2229	0	-1	0	0
Vento impalcato	0	0	-5157	0	-368
<b>Traffico schema 1</b>					
LM71 GR.1	3732	7173	-7026	454	-334
LM71 GR.3	3732	14346	-3656	908	-167
SW/2 GR.1	4036	6518	-4483	413	-224
SW/2 GR.3	4036	13035	-2242	825	-112
treno scarico GR. 2	250	0	-2149	0	-113
Res. parassite vincoli	0	4819	0	305	0
<b>Traffico schema 2</b>					
LM71 GR.1	1866	9226	-3513	454	-167
LM71 GR.3	1866	16399	-1828	908	-83
SW/2 GR.1	2018	8737	-2242	413	-112
SW/2 GR.3	2018	15255	-1121	825	-56
treno scarico GR. 2	125	0	-1074	0	-56
Res. parassite vincoli	2788	0	0	0	0

\* L'azione sismica verticale è stata ottenuta moltiplicando la accelerazione spettrale di ancoraggio (PGAv) per la massa del sistema impalcato-pila.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	30 di 91

### 6.3.2 Pila H=10.5m

La tabella seguente riporta le sollecitazioni elementari alla base della pila di tutte le azioni considerate nel calcolo della pila.

	SOLLECITAZIONI BASE PILA H=10.5 m				
	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Peso pila + pulvino	1983	0	0	0	0
Sisma pila + impalcato long	0	11612	0	1075	0
Sisma pila + impalcato tra	0	0	-13547	0	-1075
Sisma pila + impalcato vert*	118	0	0	0	0
<b>Azioni da impalcato</b>					
G1	3010	0	0	0	0
G2	2229	0	-1	0	0
Vento impalcato	0	0	-3317	0	-368
<b>Traffico schema 1</b>					
LM71 GR.1	3732	4903	-5356	454	-334
LM71 GR.3	3732	9806	-2821	908	-167
SW/2 GR.1	4036	4455	-3361	413	-224
SW/2 GR.3	4036	8910	-1681	825	-112
treno scarico GR. 2	250	0	-1586	0	-113
Res. parassite vincoli	0	3294	0	305	0
<b>Traffico schema 2</b>					
LM71 GR.1	1866	6956	-2678	454	-167
LM71 GR.3	1866	11859	-1410	908	-83
SW/2 GR.1	2018	6675	-1681	413	-112
SW/2 GR.3	2018	11130	-840	825	-56
treno scarico GR. 2	125	0	-793	0	-56
Res. parassite vincoli	0	1987	0	184	0

\* L'azione sismica verticale è stata ottenuta moltiplicando la accelerazione spettrale di ancoraggio (PGAv) per la massa del sistema impalcato-pila.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	31 di 91

## 6.4 Combinazioni dei carichi

Ai fini delle verifiche strutturali sono stati presi in esame i seguenti gruppi di combinazioni.

		AZIONI IMPALCATO																						
									TRAFFICO SCHEMA 1						TRAFFICO SCHEMA 2									
									G1	G2	Vento impalcato	Traffico schema 1	LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1	SW/2 GR.3	treno scarico GR. 2	Res. parassite vincoli	LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1	SW/2 GR.3	treno scarico GR. 2	Res. parassite vincoli
SLE RARA	SLE1	Peso pila + pulvino	Sisma pila + impalcato long	Sisma pila + impalcato tra	Sisma pila + impalcato vert	1.00	1.00	0.60	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	SLE2	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE3	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE4	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE5	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE6	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	SLE7	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	SLE8	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	SLE9	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	SLE10	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	32 di 91

		AZIONI IMPALCATO																			
									TRAFFICO SCHEMA 1						TRAFFICO SCHEMA 2						
									G1	G2	Vento impalcato	Traffico schema 1	LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1	SW/2 GR.3	treno scarico GR. 2	Res. parassite vincoli	LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1
Peso pila + pulvino	Sisma pila + impalcato long	Sisma pila + impalcato tra	Sisma pila + impalcato vert																		
SLU A1	SLU1	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90	1.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU2	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90	1.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU3	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90	1.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU4	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90	1.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU5	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU6	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20
	SLU7	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.20
	SLU8	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20
	SLU9	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	1.20
	SLU10	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.90	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.20

		AZIONI IMPALCATO																			
									TRAFFICO SCHEMA 1						TRAFFICO SCHEMA 2						
									G1	G2	Vento impalcato	Traffico schema 1	LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1	SW/2 GR.3	treno scarico GR. 2	Res. parassite vincoli	LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1
Peso pila + pulvino	Sisma pila + impalcato long	Sisma pila + impalcato tra	Sisma pila + impalcato vert																		
SISMA SLV	SLV1	1.00	1.00	0.30	0.3	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLV2	1.00	1.00	0.30	-0.3	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	SLV3	1.00	0.30	1.00	0.3	1.00	1.00	0.00	1.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLV4	1.00	0.30	1.00	-0.3	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	33 di 91

## 6.5 Sollecitazioni combinate base pila

### 6.5.1 Pila H=15.4m

		PILA H= 15.4 m				
		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE RARA	SLE1	11759	11993	-10122	759	-555
	SLE2	11759	19166	-6751	1213	-388
	SLE3	12063	11337	-7579	718	-445
	SLE4	12063	17854	-5337	1130	-333
	SLE5	8277	4819	-5244	305	-333
	SLE6	9893	12132	-6609	638	-388
	SLE7	9893	19305	-4924	1092	-304
	SLE8	10045	11644	-5337	596	-333
	SLE9	10045	18161	-4217	1009	-277
	SLE10	8152	2906	-4170	184	-277
SLU	SLU1	16582	16184	-14831	1024	-815
	SLU2	16582	26586	-9944	1683	-573
	SLU3	17023	15234	-11144	964	-657
	SLU4	17023	24684	-7894	1562	-494
	SLU5	8389	5783	-7759	366	-494
	SLU6	13876	16865	-9738	879	-573
	SLU7	13876	27266	-7294	1537	-452
	SLU8	14097	16157	-7894	819	-494
	SLU9	14097	25607	-6269	1417	-413
	SLU10	8208	3488	-6201	221	-413
SISMA SLV	SLV1	8811	25733	-6763	1629	-376
	SLV2	8363	24231	-6397	1508	-359
	SLV3	8811	11667	-21507	738	-1209
	SLV4	8363	10165	-20805	617	-1175

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	34 di 91

6.5.2 *Pila H=10.5m*

		PILA H= 10.5 m				
		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE RARA	SLE1	10954	8197	-7348	759	-555
	SLE2	10954	13101	-4813	1213	-388
	SLE3	11258	7749	-5353	718	-445
	SLE4	11258	12204	-3672	1130	-333
	SLE5	7472	3294	-3578	305	-333
	SLE6	9088	8942	-4670	638	-388
	SLE7	9088	13846	-3402	1092	-304
	SLE8	9240	8661	-3672	596	-333
	SLE9	9240	13116	-2832	1009	-277
	SLE10	7347	1987	-2785	184	-277
SLU	SLU1	15495	11063	-10754	1024	-815
	SLU2	15495	18172	-7078	1683	-573
	SLU3	15936	10413	-7861	964	-657
	SLU4	15936	16873	-5424	1562	-494
	SLU5	7584	3953	-5287	366	-494
	SLU6	12790	12470	-6871	879	-573
	SLU7	12790	19579	-5033	1537	-452
	SLU8	13010	12062	-5424	819	-494
	SLU9	13010	18522	-4206	1417	-413
	SLU10	7403	2384	-4137	221	-413
SISMA SLV	SLV1	8004	16867	-4630	1562	-356
	SLV2	7560	15970	-4348	1441	-339
	SLV3	8004	7758	-14620	718	-1142
	SLV4	7560	6861	-14084	597	-1109

## 6.6 Verifiche strutturali del fusto pila H= 15.4m

Di seguito si riportano le verifiche strutturali del fusto della pila; i domini di resistenza sono stati calcolati con il programma VcaSLU by Prof. Piero Gelfi.

### 6.6.1 Calcolo dell'armatura minima

- **Armatura verticale**

L'armatura verticale minima da disporre è pari a 0.6% dell'area della sezione (cfr. Manuale Progettazione Opere Civili RFI).

Area sezione di base  $A_c = 6.4 \text{ m}^2$

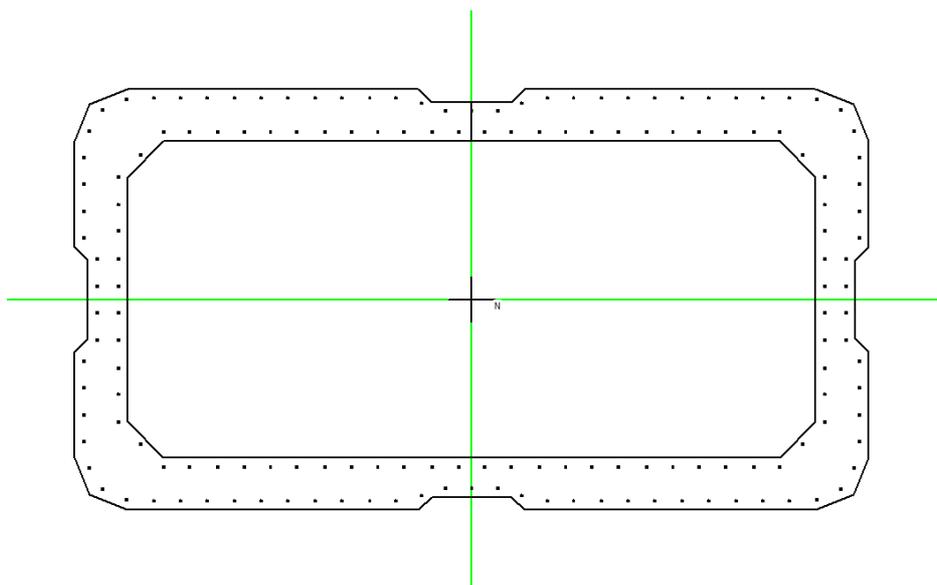
Area minima  $A_{l,min} = 0.6\% * A_c = 384 \text{ cm}^2$

Si dispone un'armatura articolata come segue:

Strato esterno:  $\phi 24$  passo 20 cm

Strato interno:  $\phi 24$  passo 20 cm

Complessivamente si contano 161 ferri  $\phi 24$  per un'area di armatura complessiva di  $728 \text{ cm}^2 > A_{l,min}$ .



**Figura 5: Armatura pila**

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	36 di 91

- **Armatura di confinamento**

Essendo stato impiegato un fattore di struttura “q” < 1,5, l’armatura di confinamento deve soddisfare la seguente limitazione:

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \zeta$$

dove  $\zeta = 0.03$  , in quanto l’accelerazione sismica ( $a_{g\ SLV}$ ) del sito è minore di 0.15g.

Su ogni parete della pila si dispongono spille  $\phi 14$  nel numero di 9 al mq (13.85 cm<sup>2</sup> /m<sup>2</sup>), pertanto:

$$\omega_{wd,r} = 13.851 \text{ E-4} * 391\text{Mpa} / 18.1\text{Mpa} = 0.03$$

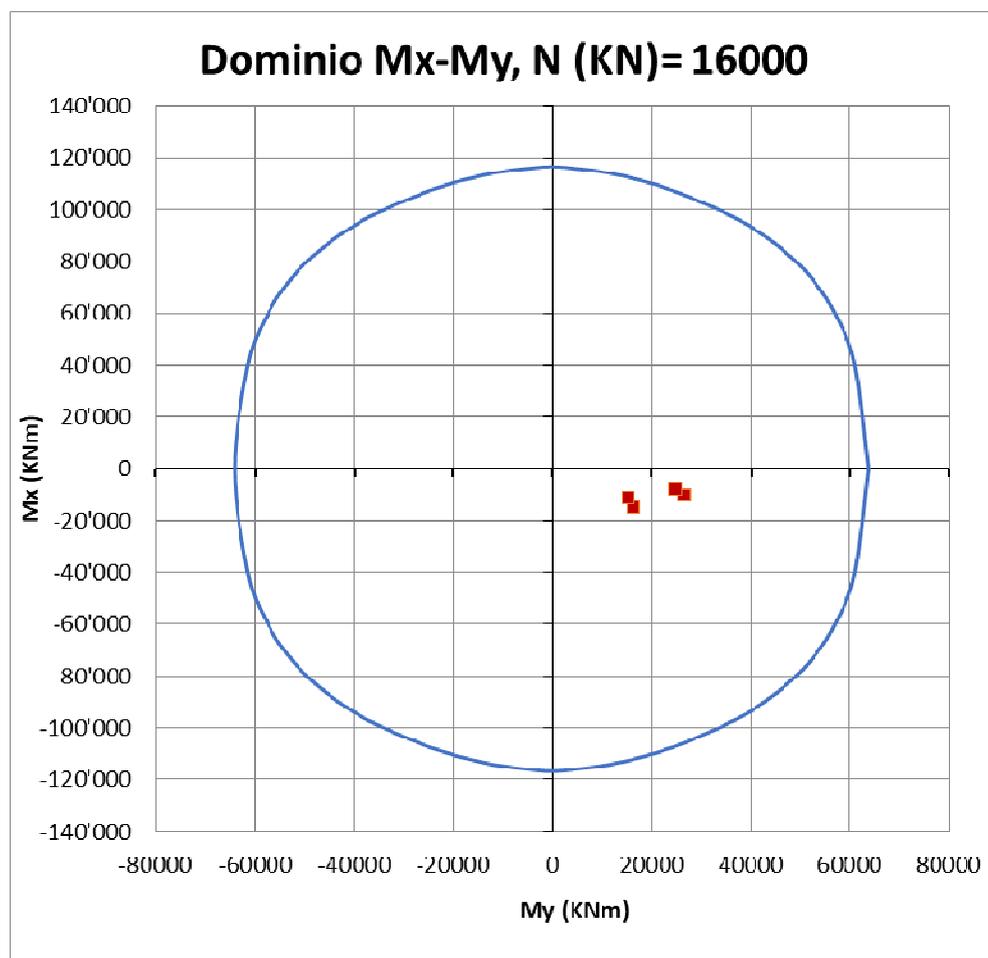
VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	37 di 91

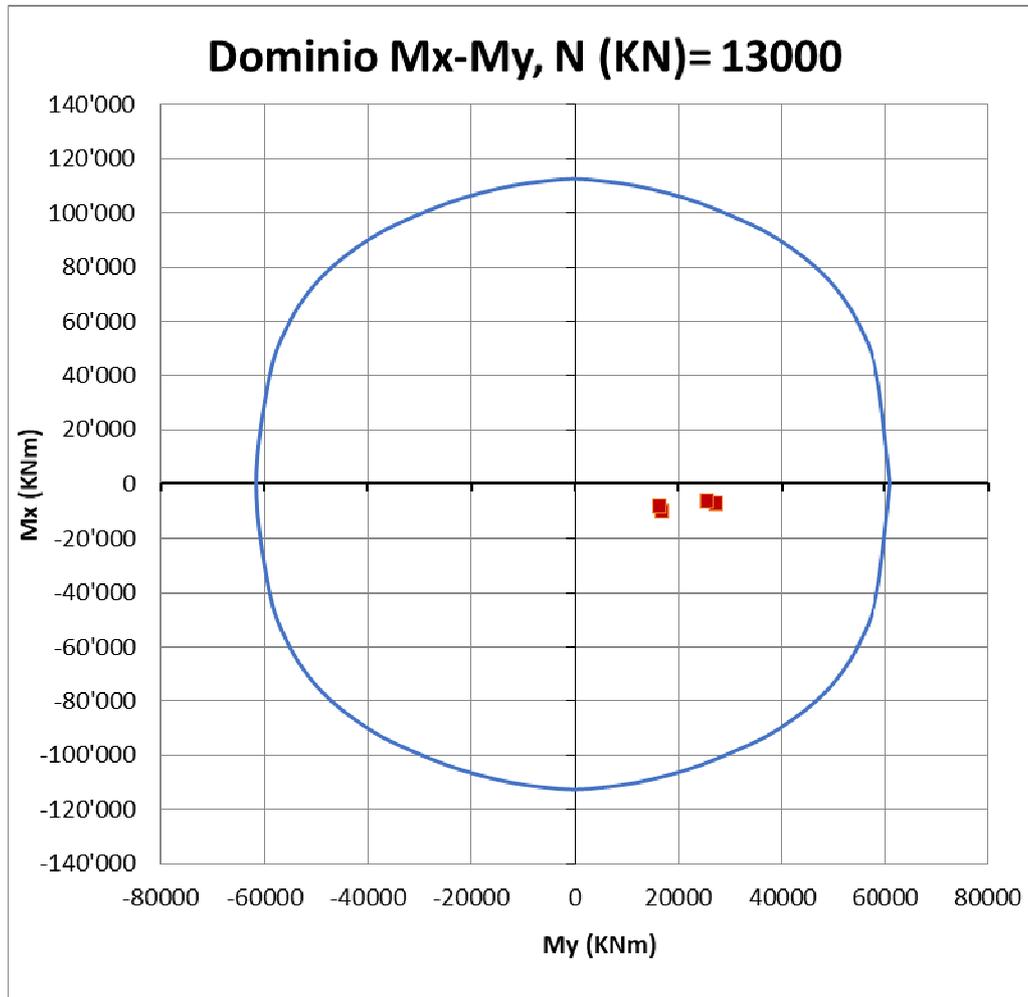
### 6.6.2 Verifica a flessione SLU e SLV

Si riportano i diagrammi resistenti Mx-My della sezione di base pila, confrontati con le rispettive sollecitazioni agenti.



	NEd (KN)	MEd,x (KNm)	MEd,y (KNm)
SLU1	16582	16184	-14831
SLU2	16582	26586	-9944
SLU3	17023	15234	-11144
SLU4	17023	24684	-7894

Tutte le sollecitazioni risultano interne al dominio di rottura, pertanto la verifica è soddisfatta.



	<b>NEd (KN)</b>	<b>MEd,x (KNm)</b>	<b>MEd,y (KNm)</b>
SLU6	13876	16865	-9738
SLU7	13876	27266	-7294
SLU8	14097	16157	-7894
SLU9	14097	25607	-6269

Tutte le sollecitazioni risultano interne al dominio di rottura, pertanto la verifica è soddisfatta.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

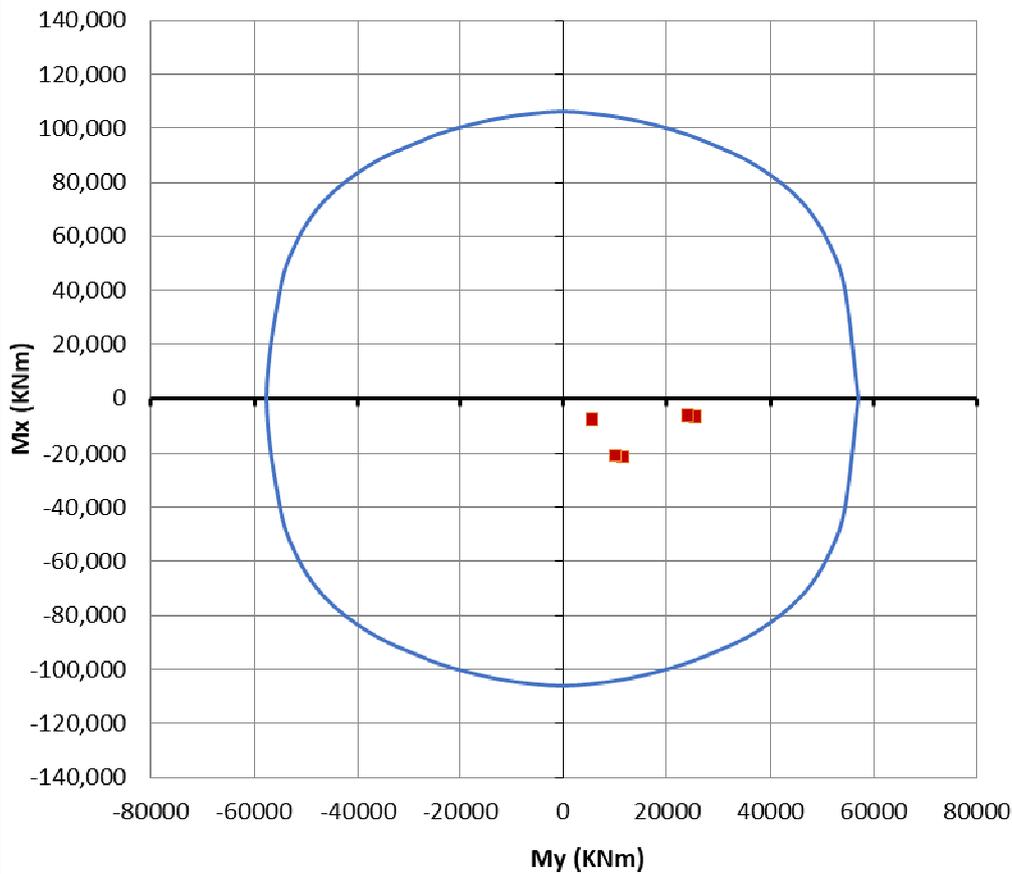
D13CL

VI0205001

B

39 di 91

### Dominio Mx-My, N (KN)= 8500



	NEd (KN)	MEd,x (KNm)	MEd,y (KNm)
SLV1	8811	25733	-6763
SLV2	8363	24231	-6397
SLV3	8811	11667	-21507
SLV4	8363	10165	-20805
SLU5	8389	5783	-7759
SLU10	8208	3488	-6201

Tutte le sollecitazioni risultano interne al dominio di rottura, pertanto la verifica è soddisfatta.

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	40 di 91

### 6.6.3 Verifica a taglio SLU e SLV

Direzione longitudinale:

Il massimo taglio longitudinale è pari a:

$$V_{Ed,x} = 1683 \text{ KN (SLU2)}$$

Si considerano resistenti al taglio le due pareti laterali assimilate ad una sezione rettangolare di dimensioni:

$$B \times H = 80 \times 320 \text{ cm}$$

Ciascuna parete ospita barre orizzontali pari a ferri  $\phi 14$  passo 20 cm a 2 braccia.

*Resistenza dell'armatura :*

$$V_{Rds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 4 * 153 \text{ mm}^2 / 200 \text{ mm} * 391 \text{ MPa} * (0.9 * 3140 \text{ mm}) = 3381 \text{ KN}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

*Resistenza della biella compressa:*

$$V_{Rdc} = 0.9 d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 0.9 * 3140 \text{ mm} * 800 \text{ mm} * (0.5 * 18.1 \text{ MPa}) * 1 = 20460 \text{ KN}$$

con

$\alpha_c = 1$  (assunzione a favore di sicurezza)

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

$$V_{Rd,x} = \min (V_{Rds}; V_{Rdc}) = 3381 > V_{Ed,x}$$

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	41 di 91

Direzione trasversale:

Il massimo taglio trasversale è pari a:

$$V_{Ed,y} = 1209 \text{ KN (SLV3)}$$

Si considerano resistenti al taglio le due pareti laterali assimilate ad una sezione rettangolare di dimensioni :

$$B \times H = 80 \times 600 \text{ cm}$$

Ciascuna parete ospita barre orizzontali pari a ferri  $\phi 14$  passo 20 cm a 2 braccia.

*Resistenza dell'armatura :*

$$V_{Rds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 4 * 153 \text{ mm}^2 / 200 \text{ mm} * 391 \text{ MPa} * (0.9 * 5940 \text{ mm}) = 6396 \text{ KN}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

*Resistenza della biella compressa:*

$$V_{Rdc} = 0.9 d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 0.9 * 5940 \text{ mm} * 800 \text{ mm} * (0.5 * 18.1 \text{ MPa}) * 1 =$$

$$38705 \text{ KN}$$

con

$\alpha_c = 1$  (assunzione a favore di sicurezza)

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

$$V_{Rd,y} = \min (V_{Rds}; V_{Rdc}) = 6396 > V_{Ed,y}$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	42 di 91

#### 6.6.4 Verifica a fessurazione

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:

$$\sigma_s = 96 \text{ MPa (SLE 7)}$$

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	200 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	24 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	70 mm
altezza efficace	hc,eff	175 -
classe cls	cls C	25 MPa
tensione max barra	$\sigma_s$	96 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	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	2.80E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	5.13E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
wk	<b>0.14 mm</b>
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	43 di 91

## 6.7 Verifiche strutturali del fusto pila H= 10.5 m

Di seguito si riportano le verifiche strutturali del fusto della pila; i domini di resistenza sono stati calcolati con il programma VcaSLU by Prof. Piero Gelfi.

### 6.7.1 Calcolo dell'armatura minima

- **Armatura verticale**

L'armatura verticale minima da disporre è pari a 0.6% dell'area della sezione (cfr. Manuale Progettazione Opere Civili RFI).

Area sezione di base  $A_c = 6.4 \text{ m}^2$

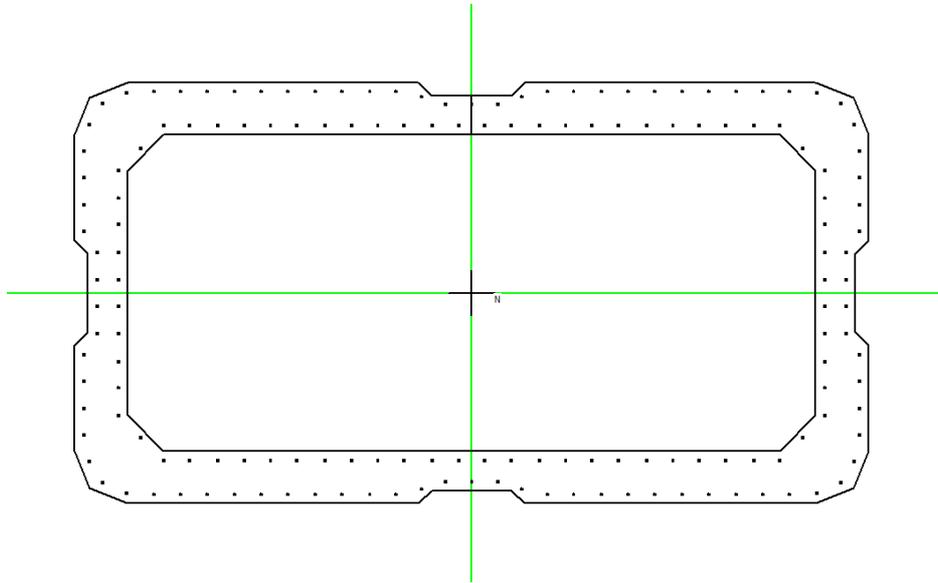
Area minima  $A_{l,min} = 0.6\% * A_c = 384 \text{ cm}^2$

Si dispone un'armatura articolata come segue:

Strato esterno:  $\phi 20$  passo 20 cm

Strato interno:  $\phi 20$  passo 20 cm

Complessivamente si contano 161 ferri  $\phi 20$  per un'area di armatura complessiva di  $506 \text{ cm}^2 > A_{l,min}$ .



**Figura 6: Armatura pila**

- **Armatura di confinamento**

Essendo stato impiegato un fattore di struttura “q” < 1,5, l’armatura di confinamento deve soddisfare la seguente limitazione:

$$\omega_{wd,r} = \frac{A_{sw}}{s \cdot b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq \zeta$$

dove  $\zeta = 0.03$ , in quanto l’accelerazione sismica ( $a_{g,SLV}$ ) del sito è minore di 0.15g.

Su ogni parete della pila si dispongono spille  $\phi 14$  nel numero di 9 al mq (13.85 cm<sup>2</sup> /m<sup>2</sup>), pertanto:

$$\omega_{wd,r} = 13.851 \text{ E-4} * 391\text{Mpa} / 18.1\text{Mpa} = 0.03$$

### 6.7.2 Verifica a flessione SLU e SLV

Si riportano i diagrammi resistenti Mx-My della sezione di base pila, confrontati con le rispettive sollecitazioni agenti.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

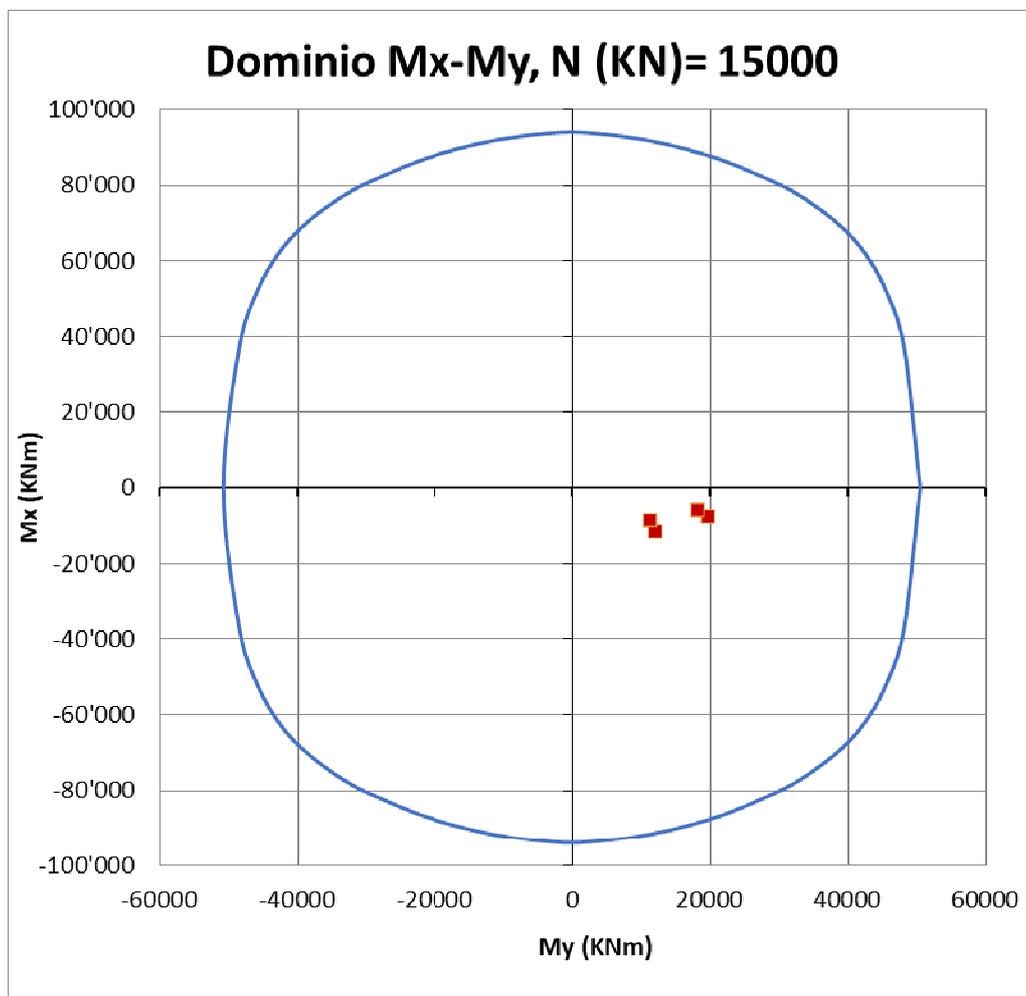
01

D13CL

VI0205001

B

45 di 91



	<b>NEd (KN)</b>	<b>MEd,x (KNm)</b>	<b>MEd,y (KNm)</b>
SLU1	15495	11063	-10754
SLU2	15495	18172	-7078
SLU3	15936	10413	-7861
SLU4	15936	16873	-5424

Tutti le sollecitazioni risultano interne al dominio di rottura, pertanto la verifica è soddisfatta.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

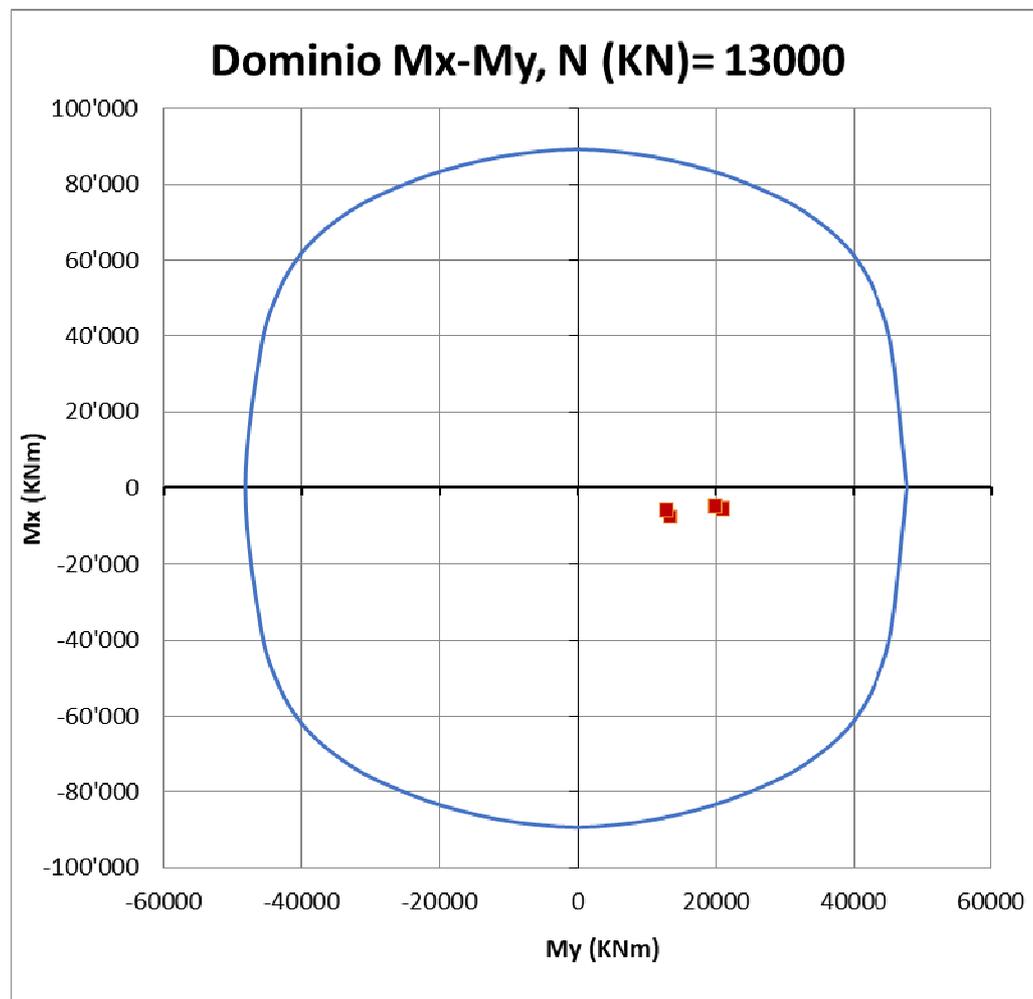
01

D13CL

VI0205001

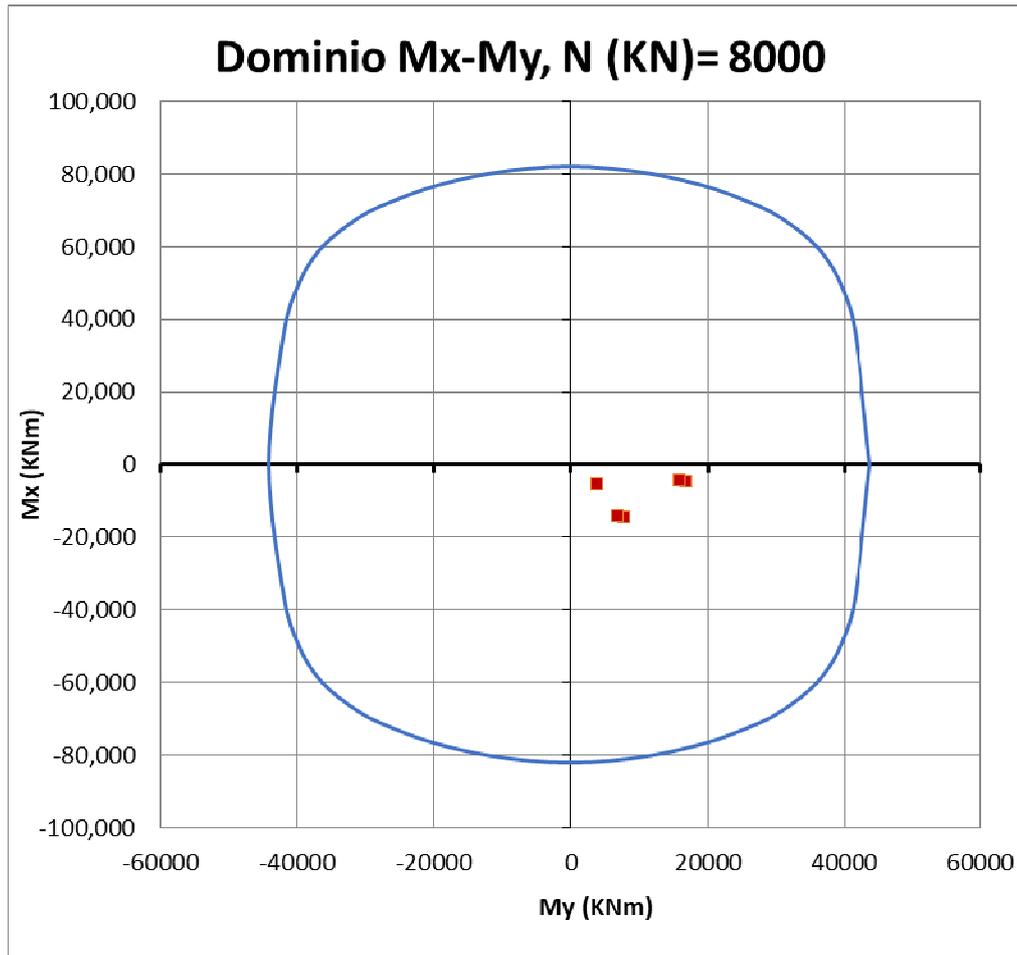
B

46 di 91



	<b>NEd (KN)</b>	<b>MEd,x (KNm)</b>	<b>MEd,y (KNm)</b>
SLU6	12790	12470	-6871
SLU7	12790	19579	-5033
SLU8	13010	12062	-5424
SLU9	13010	18522	-4206

Tutti le sollecitazioni risultano interne al dominio di rottura, pertanto la verifica è soddisfatta.



	<b>NEd (KN)</b>	<b>MEd,x (KNm)</b>	<b>MEd,y (KNm)</b>
SLV1	8004	16867	-4630
SLV2	7560	15970	-4348
SLV3	8004	7758	-14620
SLV4	7560	6861	-14084
SLU5	7584	3953	-5287
SLU10	7403	2384	-4137

Tutti le sollecitazioni risultano interne al dominio di rottura, pertanto la verifica è soddisfatta.

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	48 di 91

### 6.7.3 *Verifica a taglio SLU e SLV*

Direzione longitudinale:

Il massimo taglio longitudinale è pari a:

$$V_{Ed,x} = 1683 \text{ KN (SLU2)}$$

Si considerano resistenti al taglio le due pareti laterali assimilate ad una sezione rettangolare di dimensioni:

$$B \times H = 80 \times 320 \text{ cm}$$

Ciascuna parete ospita barre orizzontali pari a ferri  $\phi 14$  passo 20 cm a 2 braccia.

*Resistenza dell'armatura :*

$$V_{Rds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 4 * 153 \text{ mm}^2 / 200 \text{ mm} * 391 \text{ MPa} * (0.9 * 3140 \text{ mm}) = 3381 \text{ KN}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

*Resistenza della biella compressa:*

$$V_{Rdc} = 0.9 d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 0.9 * 3140 \text{ mm} * 800 \text{ mm} * (0.5 * 18.1 \text{ MPa}) * 1 = 20460 \text{ KN}$$

con

$\alpha_c = 1$  (assunzione a favore di sicurezza)

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

$$V_{Rd,x} = \min (V_{Rds}; V_{Rdc}) = 3381 > V_{Ed,x}$$

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	49 di 91

Direzione trasversale:

Il massimo taglio trasversale è pari a:

$$V_{Ed,y} = 1142 \text{ KN (SLV3)}$$

Si considerano resistenti al taglio le due pareti laterali assimilate ad una sezione rettangolare di dimensioni :

$$B \times H = 80 \times 600 \text{ cm}$$

Ciascuna parete ospita barre orizzontali pari a ferri  $\phi 14$  passo 20 cm a 2 braccia.

*Resistenza dell'armatura :*

$$V_{Rds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 4 * 153 \text{ mm}^2 / 200 \text{ mm} * 391 \text{ MPa} * (0.9 * 5940 \text{ mm}) = 6396 \text{ KN}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

*Resistenza della biella compressa:*

$$V_{Rdc} = 0.9 d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 0.9 * 5940 \text{ mm} * 800 \text{ mm} * (0.5 * 18.1 \text{ MPa}) * 1 =$$

$$38705 \text{ KN}$$

con

$\alpha_c = 1$  (assunzione a favore di sicurezza)

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

$$V_{Rd,y} = \min (V_{Rds}; V_{Rdc}) = 6396 > V_{Ed,y}$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	50 di 91

#### 6.7.4 Verifica a fessurazione

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:

$$\sigma_s = 65 \text{ MPa (SLE 7)}$$

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	200 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	20 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	70 mm
altezza efficace	hc,eff	175 -
classe cls	cls C	32 MPa
tensione max barra	$\sigma_s$	65 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	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	1.89E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	5.83E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
wk	0.11 mm
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

## 7 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

### 7.1 Sollecitazioni elementari intradosso fondazione

La tabella seguente riassume le sollecitazioni elementari agenti sul piano di posa delle fondazioni.

#### 7.1.1 Pila H=15.4m

PILA H=15.4 m	N [KN]	MI [KNm]	Mt [KNm]	FI [KN]	Ft [KN]
Peso Fondazione	5650	0	0	0	0
Inerzia Fondazione long	0	400	0	320	0
Inerzia Fondazione tra	0	0	-400	0	-320
Inerzia Fondazione vert	103	0	0	0	0
Peso pila + pulvino	2788	0	0	0	0
Sisma pila + impalcato long	0	20900	0	1142	0
Sisma pila + impalcato tra	0	0	-22956	0	-1142
Sisma pila + impalcato vert	125	0	0	0	0
<b>Azioni da impalcato</b>					
G1	3010	0	0	0	0
G2	2229	0	-1	0	0
Vento impalcato	0	0	-6077	0	-368
<b>Traffico schema 1</b>					
LM71 GR.1	3732	8308	-7861	454	-334
LM71 GR.3	3732	16616	-4073	908	-167
SW/2 GR.1	4036	7549	-5044	413	-224
SW/2 GR.3	4036	15098	-2522	825	-112
treno scarico GR. 2	250	0	-2430	0	-113
Res. parassite vincoli	0	5582	0	305	0
<b>Traffico schema 2</b>					
LM71 GR.1	1866	10361	-3930	454	-167
LM71 GR.3	1866	18669	-2037	908	-83
SW/2 GR.1	2018	9769	-2522	413	-112
SW/2 GR.3	2018	17317	-1261	825	-56
treno scarico GR. 2	125	0	-1215	0	-56
Res. parassite vincoli	0	3366	0	184	0

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	52 di 91

**7.1.2 Pila H=10.5m**

<b>PILA H=10.5 m</b>	<b>N [KN]</b>	<b>MI [KNm]</b>	<b>Mt [KNm]</b>	<b>FI [KN]</b>	<b>Ft [KN]</b>
Peso Fondazione	3887	0	0	0	0
Inerzia Fondazione long	0	253	0	220	0
Inerzia Fondazione tra	0	0	-253	0	-220
Inerzia Fondazione vert	71	0	0	0	0
Peso pila + pulvino	1983	0	0	0	0
Sisma pila + impalcato long	0	14084	0	1075	0
Sisma pila + impalcato tra	0	0	-16020	0	-1075
Sisma pila + impalcato vert	118	0	0	0	0
<b>Azioni da impalcato</b>					
G1	3010	0	0	0	0
G2	2229	0	-1	0	0
Vento impalcato	0	0	-4164	0	-368
<b>Traffico schema 1</b>					
LM71 GR.1	3732	5947	-6124	454	-334
LM71 GR.3	3732	11895	-3205	908	-167
SW/2 GR.1	4036	5404	-3877	413	-224
SW/2 GR.3	4036	10808	-1939	825	-112
treno scarico GR. 2	250	0	-1845	0	-113
Res. parassite vincoli	0	3996	0	305	0
<b>Traffico schema 2</b>					
LM71 GR.1	1866	8000	-3062	454	-167
LM71 GR.3	1866	13947	-1602	908	-83
SW/2 GR.1	2018	7624	-1939	413	-112
SW/2 GR.3	2018	13027	-969	825	-56
treno scarico GR. 2	125	0	-923	0	-56
Res. parassite vincoli	0	2410	0	184	0

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	53 di 91

## 7.2 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche condotte sull'opera sono state prese in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

		Peso Fondazione	Inerzia Fondazione long	Inerzia Fondazione tra	Inerzia Fondazione vert	Peso pila + pulvino	Sisma pila + impalcato long	Sisma pila + impalcato tra	Sisma pila + impalcato vert	G1 impalcato	G2 impalcato	Vento impalcato
SLE rara	SLE1	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
	SLE2	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
	SLE3	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
	SLE4	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
	SLE5	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
	SLE6	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
	SLE7	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
	SLE8	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
	SLE9	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
	SLE10	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.60
SLU A1	SLU1	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90
	SLU2	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90
	SLU3	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90
	SLU4	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90
	SLU5	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.90
	SLU6	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90
	SLU7	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90
	SLU8	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90
	SLU9	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	0.00	0.00	0.00	1.35	1.50	0.90
	SLU10	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.90
SISMA	SLV1	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	0.20	0.00
	SLV2	1.00	1.00	0.30	-0.30	1.00	1.00	0.30	-0.30	0.00	0.20	0.00
	SLV3	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	1.00	0.30	0.00	0.20	0.00
	SLV4	1.00	0.30	1.00	-0.30	1.00	0.30	1.00	-0.30	0.00	0.20	0.00

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	54 di 91

		TRAFFICO SCHEMA 1							TRAFFICO SCHEMA 2					
		LM71 GR.1	LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1	SW/2 GR.3	treno scarico GR. 2	Res. parassite vincoli	LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1	SW/2 GR.3	treno scarico GR. 2	Res. parassite vincoli
SLE rara	SLE1	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE2	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE3	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLE6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	SLE7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	SLE8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	1.00
	SLE9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	1.00
	SLE10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00
SLU A1	SLU1	1.45	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU2	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU3	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU4	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLU6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.20
	SLU7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.20
	SLU8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.20
	SLU9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	1.20
	SLU10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.20
SISMA	SLV1	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLV2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	SLV3	0.20	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SLV4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	55 di 91

### 7.3 Sollecitazioni combinate intradosso fondazione

#### 7.3.1 Pila H=15.4m

PILA H=15.4 m		N [KN]	MI [KNm]	Mt [KNm]	FI [KN]	Ft [KN]
SLE rara	SLE1	17409	13890	-11509	759	-555
	SLE2	17409	22198	-7721	1213	-388
	SLE3	17713	13131	-8692	718	-445
	SLE4	17713	20679	-6170	1130	-333
	SLE5	13927	5582	-6078	305	-333
	SLE6	15543	13727	-7578	638	-388
	SLE7	15543	22035	-5684	1092	-304
	SLE8	15695	13135	-6170	596	-333
	SLE9	15695	20683	-4909	1009	-277
	SLE10	13802	3366	-4863	184	-277
SLU A1	SLU1	24210	18745	-16870	1024	-815
	SLU2	24210	30792	-11378	1683	-573
	SLU3	24650	17644	-12785	964	-657
	SLU4	24650	28590	-9129	1562	-494
	SLU5	14039	6698	-8994	366	-494
	SLU6	21504	19063	-11171	879	-573
	SLU7	21504	31109	-8425	1537	-452
	SLU8	21724	18204	-9129	819	-494
	SLU9	21724	29149	-7300	1417	-413
	SLU10	13858	4039	-7233	221	-413
SISMICA	SLV1	14492	30205	-7823	1949	-472
	SLV2	13982	28400	-7415	1828	-455
	SLV3	14492	13634	-24929	834	-1529
	SLV4	13982	11828	-24143	713	-1495

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	56 di 91

7.3.2 *Pila H=10.5 m*

PILA H=10.5 m		N [KN]	MI [KNm]	Mt [KNm]	FI [KN]	Ft [KN]
SLE rara	SLE1	14841	9943	-8624	759	-555
	SLE2	14841	15891	-5704	1213	-388
	SLE3	15145	9400	-6377	718	-445
	SLE4	15145	14803	-4438	1130	-333
	SLE5	11359	3996	-4345	305	-333
	SLE6	12975	10410	-5562	638	-388
	SLE7	12975	16357	-4102	1092	-304
	SLE8	13127	10033	-4438	596	-333
	SLE9	13127	15437	-3469	1009	-277
	SLE10	11234	2410	-3422	184	-277
SLU A1	SLU1	20743	13419	-12630	1024	-815
	SLU2	20743	22042	-8396	1683	-573
	SLU3	21184	12630	-9371	964	-657
	SLU4	21184	20466	-6560	1562	-494
	SLU5	11472	4795	-6424	366	-494
	SLU6	18037	14492	-8190	879	-573
	SLU7	18037	23115	-6073	1537	-452
	SLU8	18258	13946	-6560	819	-494
	SLU9	18258	21781	-5155	1417	-413
	SLU10	11290	2892	-5086	221	-413
SISMICA	SLV1	11912	20712	-5524	1782	-422
	SLV2	11426	19537	-5204	1661	-405
	SLV3	11912	9487	-17499	784	-1362
	SLV4	11426	8311	-16887	663	-1329

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	57 di 91

## 7.4 Verifiche strutturali del plinto

### 7.4.1 Plinto 10x10x2.5m (Pila H=15.4 m)

Nelle tabelle seguenti sono riportate le pressioni del terreno esercitate dal plinto di fondazione nelle combinazioni prese in esame (SLE\_rara, SLU e SLV), riportate separatamente per le due direzioni principali.

Si indicano i seguenti termini:

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

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

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

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

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

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

$$q_{min} = 0$$

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

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	58 di 91

		<b>e_1on</b> <b>[m]</b>	<b>qmax</b> <b>[KPa]</b>	<b>qmin</b> <b>[Kpa]</b>
SLE rara	SLE1	0.80	257	91
	SLE2	1.28	307	41
	SLE3	0.74	256	98
	SLE4	1.17	301	53
	SLE5	0.40	173	106
	SLE6	0.88	238	73
	SLE7	1.42	288	23
	SLE8	0.84	236	78
	SLE9	1.32	281	33
	SLE10	0.24	158	118
SLU A1	SLU1	0.77	355	130
	SLU2	1.27	427	57
	SLU3	0.72	352	141
	SLU4	1.16	418	75
	SLU5	0.48	181	100
	SLU6	0.89	329	101
	SLU7	1.45	402	28
	SLU8	0.84	326	108
	SLU9	1.34	392	42
	SLU10	0.21	214	166
SISMICA	SLV1	2.08	331	0
	SLV2	2.03	314	0
	SLV3	0.94	227	63
	SLV4	0.85	211	69

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	59 di 91

		<b>e_tra</b> <b>[m]</b>	<b>qmax</b> <b>[KPa]</b>	<b>qmin</b> <b>[Kpa]</b>
SLE rara	SLE1	0.66	257	105
	SLE2	0.44	307	128
	SLE3	0.49	256	125
	SLE4	0.35	301	140
	SLE5	0.44	173	103
	SLE6	0.49	238	110
	SLE7	0.37	288	121
	SLE8	0.39	236	120
	SLE9	0.31	281	127
	SLE10	0.35	158	109
SLU A1	SLU1	0.70	355	141
	SLU2	0.47	427	174
	SLU3	0.52	352	170
	SLU4	0.37	418	192
	SLU5	0.64	181	86
	SLU6	0.52	329	148
	SLU7	0.39	402	164
	SLU8	0.42	326	162
	SLU9	0.34	392	173
	SLU10	0.38	214	146
SISMICA	SLV1	0.54	326	98
	SLV2	0.53	310	95
	SLV3	1.72	295	0
	SLV4	1.73	285	0

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 da barre  $\phi 20$  passo 20cm in entrambe le direzioni.

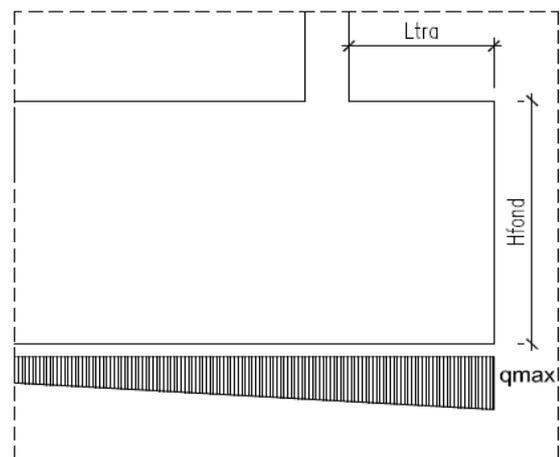
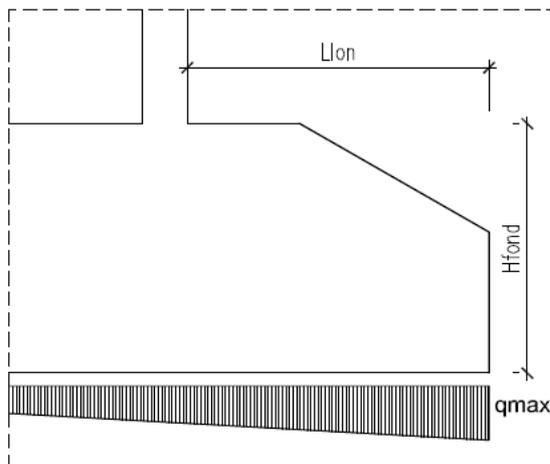
**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	60 di 91

Si procede alla verifica dell'armatura inferiore del plinto seguendo uno schema statico di mensola come mostrato nelle figure seguenti.

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 ricoprimento.



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	61 di 91

- Direzione Longitudinale

Considerato che la lunghezza di carico è  $L_{long} = 3.4$  m, ricaviamo le massime sollecitazioni nella sezione d'incastro del plinto con il fusto pila.

		Med_ion [KNm/m]	VEd, ion [KN/m]
SLE rara	SLE1	1236	566
	SLE2	1589	678
	SLE3	1221	567
	SLE4	1542	668
	SLE5	681	336
	SLE6	1121	501
	SLE7	1475	613
	SLE8	1105	498
	SLE9	1426	600
	SLE10	580	302
SLU A1	SLU1	1835	863
	SLU2	2348	1025
	SLU3	1814	863
	SLU4	2280	1011
	SLU5	735	355
	SLU6	1693	775
	SLU7	2205	937
	SLU8	1669	771
	SLU9	2134	919
	SLU10	908	487
SISMICA	SLV1	2298	257
	SLV2	2146	244
	SLV3	1056	464
	SLV4	950	422

I valori massimi risultano:

max	Med [kNm/m]	Ved [KN]
SLE	1589	678
SLU-SLV	2348	1025

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	62 di 91

## Verifica a flessione SLU

Il momento resistente della sezione vale:

$M_{rd} = 4944 \text{ KNm/m} > M_{ed}$

La verifica è soddisfatta

Verifica C.A. S.L.U. - File: FondazioneH250fi32-15cm

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

Titolo : Fondazione\_long

N° figure elementari  Zoom N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	250	1	53.63	242
			2	15.7	8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C C25/30

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m  
M<sub>yRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

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.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$

Precompresso

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	63 di 91

### Verifica a taglio SLU

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

*Resistenza dell'armatura :*

$$VR_{ds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 2 * 200 \text{ mm}^2 / 200\text{mm} * 391 \text{ MPa} * (0.9 * 2420 \text{ mm}) = 1703 \text{ KN/m}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

*Resistenza della biella compressa:*

$$VR_{dc} = 0.9 d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 0.9 * 2420\text{mm} * 1000\text{mm} * (0.5 * 14.2\text{MPa}) * 1 =$$

$$15355 \text{ KN/m}$$

con

$$\alpha_c = 1$$

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

$$VR_d = \min (VR_{ds}; VR_{dc}) = 1703 > V_{Ed}$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	64 di 91

## Verifica a 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:

$$\sigma_s = 132 \text{ MPa}$$

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	150 mm
diámetro medio barre	$\Phi$ (barre)	32 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	90 mm
altezza efficace	hc,eff	225 -
classe cls	cls C	25 MPa
tensione max barra	$\sigma_s$	132 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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$ 3.84E-04 -
distanza max fessure	s r, max 4.80E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	<b>wk 0.18 mm</b>
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	65 di 91

- Direzione Trasversale

Considerato che la lunghezza di carico è  $L_{tra} = 2.0m$ , ricaviamo le massime sollecitazioni nella sezione d'incastro del plinto con il fusto pila.

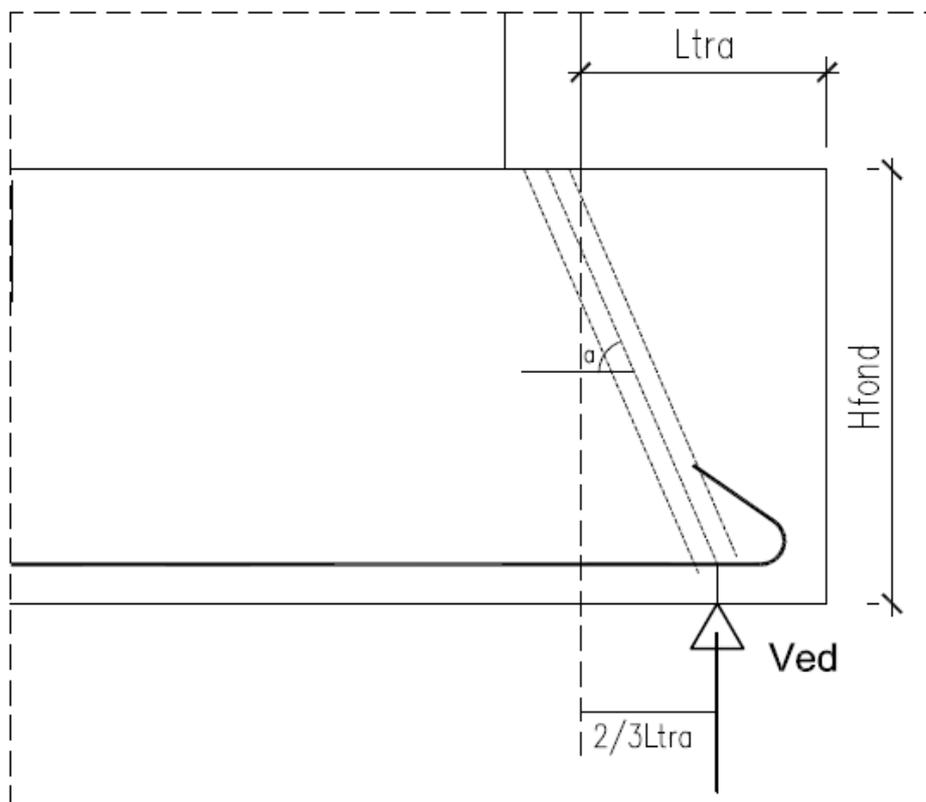
		Med_tra [KNm/m]	VEd, tra [KN/m]
SLE rara	SLE1	410	359
	SLE2	513	454
	SLE3	404	361
	SLE4	499	445
	SLE5	230	207
	SLE6	368	325
	SLE7	472	417
	SLE8	362	323
	SLE9	458	406
	SLE10	198	182
SLU A1	SLU1	613	541
	SLU2	762	678
	SLU3	604	543
	SLU4	741	666
	SLU5	249	217
	SLU6	558	498
	SLU7	710	631
	SLU8	550	495
	SLU9	688	616
	SLU10	312	290
SISMICA	SLV1	558	482
	SLV2	524	452
	SLV3	584	285
	SLV4	561	271

I valori massimi risultano:

max	M ed [kNm/m]	V ed [KN]
SLE	513	454
SLU-SLV	762	678

### Verifica a flessione SLU

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.



$$\operatorname{tg} a = (H_{\text{fond}} - c) / (2/3 L_{\text{tra}} + sp/2) = 2.42\text{m} / (2/3 * 2.0 + 0.4/2) = 1.58$$

$$a = 57.6^\circ \text{ (angolo di inclinazione puntone compresso)}$$

- Verifica dell'armatura tesa

Il tiro sull'armatura vale :

$$T_{\text{slu}} = V_{\text{ed,slu}} / \operatorname{tga} = 430 \text{ KN/m}$$

$$T_{\text{sle}} = V_{\text{ed,sle}} / \operatorname{tga} = 288 \text{ KN/m}$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	67 di 91

La tensione massima sull'armatura è (barre  $\phi$  26 /20cm):

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 430 \text{ KN/m} / (5 * 5.3E-4) \text{ m}^2 = 162 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 288 \text{ KN/m} / (5 * 5.3E-4) \text{ m}^2 = 108 \text{ Mpa}$$

La tensione sulla barra allo SLU è minore di quella di calcolo dell'acciaio 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	200 mm
diámetro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	70 mm
altezza efficace	hc,eff	175 -
classe cls	cls C	25 MPa
tensione max barra	$\sigma_s$	108 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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$ 3.15E-04 -
distanza max fessure	s r, max 4.85E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
wk	0.15 mm
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

- Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 803 \text{ KN/m}$$

La resistenza della biella compressa vale

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 0.4 * 1000 \text{ mm} * 2420 \text{ mm} * (14.1 \text{ MPa}) = 13649 \text{ KN / m} > P_{slu}$$

La verifica è soddisfatta.

### Verifica a taglio SLU

Si rimanda alla verifica effettuata per la direzione longitudinale essendo l'armatura la medesima e la sollecitazione inferiore.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	68 di 91

#### 7.4.2 *Plinto 8.6x8.6x2.3m (Pila H=10.5m)*

Nelle tabelle seguenti sono riportate le pressioni del terreno esercitate dal plinto di fondazione nelle combinazioni prese in esame (SLE\_rara, SLU e SLV), riportate separatamente per le due direzioni principali.

Si indicano i seguenti termini:

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

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

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

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

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

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

$$q_{min} = 0$$

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

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	69 di 91

		<b>e<sub>lon</sub></b> <b>[m]</b>	<b>q<sub>max</sub></b> <b>[KPa]</b>	<b>q<sub>min</sub></b> <b>[Kpa]</b>
SLE rara	SLE1	0.67	294	107
	SLE2	1.07	351	51
	SLE3	0.62	293	116
	SLE4	0.98	344	65
	SLE5	0.35	191	116
	SLE6	0.80	274	77
	SLE7	1.26	330	21
	SLE8	0.76	272	83
	SLE9	1.18	323	32
	SLE10	0.21	175	129
SLU A1	SLU1	0.65	407	154
	SLU2	1.06	488	73
	SLU3	0.60	406	167
	SLU4	0.97	479	93
	SLU5	0.42	200	110
	SLU6	0.80	381	107
	SLU7	1.28	462	26
	SLU8	0.76	378	115
	SLU9	1.19	452	41
	SLU10	0.19	237	182
SISMICA	SLV1	1.74	361	0
	SLV2	1.71	342	0
	SLV3	0.80	251	72
	SLV4	0.73	233	76

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	70 di 91

		e_tra [m]	qmax [KPa]	qmin [Kpa]
SLE rara	SLE1	0.58	294	119
	SLE2	0.38	351	147
	SLE3	0.42	293	145
	SLE4	0.29	344	163
	SLE5	0.38	191	113
	SLE6	0.43	274	123
	SLE7	0.32	330	137
	SLE8	0.34	272	136
	SLE9	0.26	323	145
	SLE10	0.30	175	120
SLU A1	SLU1	0.61	407	161
	SLU2	0.40	488	201
	SLU3	0.44	406	198
	SLU4	0.31	479	225
	SLU5	0.56	200	95
	SLU6	0.45	381	167
	SLU7	0.34	462	187
	SLU8	0.36	378	185
	SLU9	0.28	452	198
	SLU10	0.33	237	162
SISMICA	SLV1	0.46	356	109
	SLV2	0.46	339	105
	SLV3	1.47	326	0
	SLV4	1.48	314	0

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  $\phi 20$  passo 20cm in entrambe le direzioni.

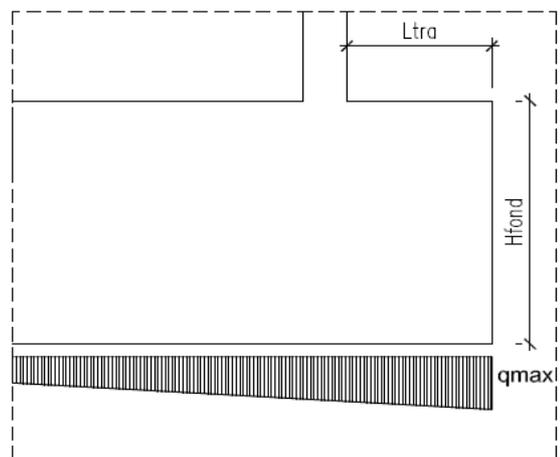
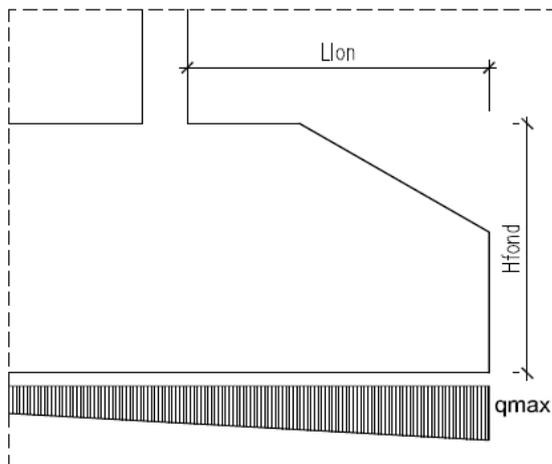
**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	71 di 91

Si procede alla verifica dell'armatura inferiore del plinto seguendo uno schema statico di mensola come mostrato nelle figure seguenti.

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 ricoprimento.



VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	72 di 91

- Direzione Longitudinale

Considerato che la lunghezza di carico è  $L_{long} = 2.70$  m, ricaviamo le massime sollecitazioni nella sezione d'incastro del plinto con il fusto pila.

		Med_ion [KNm/m]	VEd, ion [KN/m]
SLE rara	SLE1	935	560
	SLE2	1183	664
	SLE3	928	562
	SLE4	1152	656
	SLE5	516	329
	SLE6	863	500
	SLE7	1110	604
	SLE8	855	499
	SLE9	1079	594
	SLE10	444	297
SLU A1	SLU1	1371	836
	SLU2	1729	987
	SLU3	1360	839
	SLU4	1685	976
	SLU5	555	347
	SLU6	1282	756
	SLU7	1640	907
	SLU8	1270	755
	SLU9	1596	892
	SLU10	675	462
SISMICA	SLV1	1566	305
	SLV2	1470	287
	SLV3	772	445
	SLV4	699	407

I valori massimi risultano:

max	Med [kNm/m]	Ved [KN]
SLE	1183	664
SLU-SLV	1729	987

### 7.4.2.1 Verifica a flessione SLU

Il momento resistente della sezione vale:

$$M_{rd} = 4525 \text{ KNm/m} > M_{ed}$$

La verifica è soddisfatta

Verifica C.A. S.L.U. - File: FondazioneH230\_fi32-15cm

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

Titolo: **Fondazione\_long**

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	230

N°	As [cm²]	d [cm]
1	53.63	222
2	15.7	8

**Tipo Sezione**

Rettan.re     Trapezi  
 a T             Circolare  
 Rettangoli     Coord.

**Sollecitazioni**

S.L.U.    Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="1450"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

**P.to applicazione N**

Centro     Baricentro cls  
 Coord.[cm]    xN     yN

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

<b>B450C</b>	<b>C25/30</b>
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67.5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391.3"/> N/mm²	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3.5"/>
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200'000"/> N/mm²	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="14.17"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0.8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1.957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="9.75"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm²	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0.6"/>
	τ <sub>c1</sub> <input type="text" value="1.829"/>

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+     S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta     Deviata

N° rett.

**Calcola MRd**    **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

Precompresso

M<sub>xRd</sub>  kN m  
M<sub>yRd</sub>  kN m  
σ<sub>c</sub>  N/mm²  
σ<sub>s</sub>  N/mm²  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x     x/d   
δ

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	74 di 91

#### 7.4.2.2 Verifica a taglio SLU

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

*Resistenza dell'armatura :*

$$VR_{ds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 2 * 200 \text{ mm}^2 / 200\text{mm} * 391 \text{ MPa} * (0.9 * 2220 \text{ mm}) = 1562 \text{ KN/m}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

*Resistenza della biella compressa:*

$$VR_{dc} = 0.9 d * b_w * \alpha_c * f_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta) = 0.9 * 2220\text{mm} * 1000\text{mm} * (0.5 * 14.2\text{MPa}) * 1 = 14186 \text{ KN/m}$$

con

$$\alpha_c = 1$$

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

$$VR_d = \min (VR_{ds}; VR_{dc}) = 1562 \text{ KN/m} > V_{Ed}$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	75 di 91

### 7.4.2.3 Verifica a 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:

$$\sigma_s = 112 \text{ MPa}$$

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	150 mm
diametro medio barre	$\Phi$ (barre)	32 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	90 mm
altezza efficace	hc,eff	225 -
classe cls	cls C	25 MPa
tensione max barra	$\sigma_s$	112 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	
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$	3.26E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	4.80E+02 mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
wk	0.16 mm
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

- Direzione Trasversale

Considerato che la lunghezza di carico è  $L_{tra} = 1.30$  m, ricaviamo le massime sollecitazioni nella sezione d'incastro del plinto con il fusto pila.

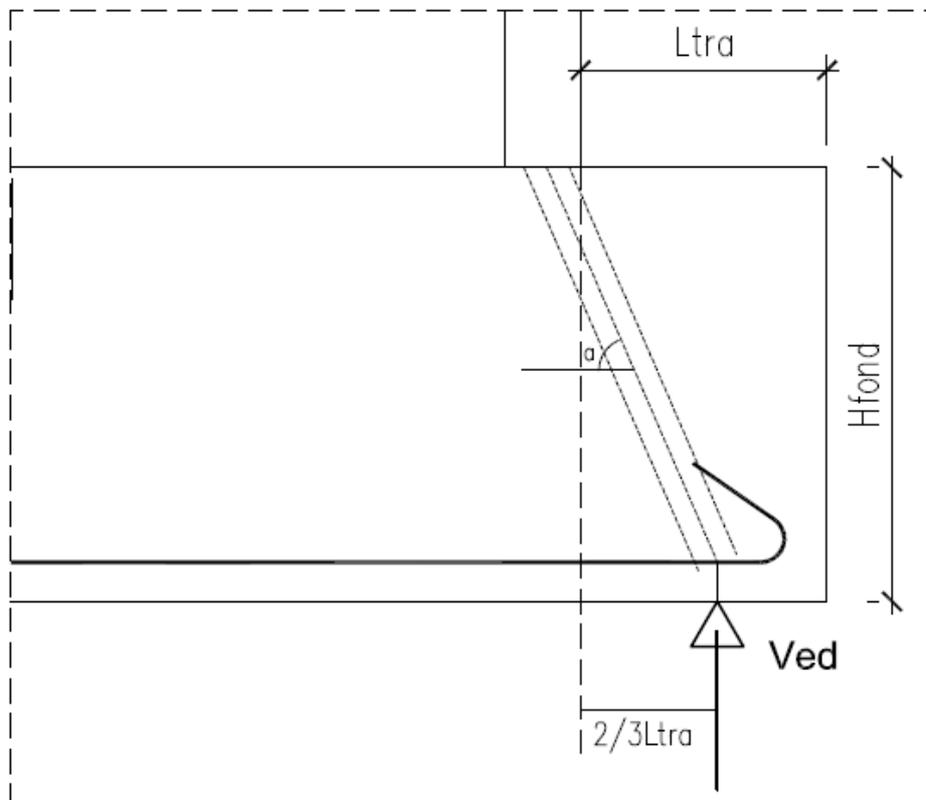
		Med_tra [KNm/m]	VEd, tra [KN/m]
SLE rara	SLE1	208	291
	SLE2	256	361
	SLE3	206	292
	SLE4	250	355
	SLE5	116	166
	SLE6	189	266
	SLE7	238	335
	SLE8	187	266
	SLE9	232	328
	SLE10	101	147
SLU A1	SLU1	306	430
	SLU2	376	532
	SLU3	303	432
	SLU4	367	524
	SLU5	125	175
	SLU6	282	399
	SLU7	353	499
	SLU8	279	398
	SLU9	344	488
	SLU10	155	226
SISMICA	SLV1	263	364
	SLV2	248	343
	SLV3	269	252
	SLV4	257	239

I valori massimi risultano:

max	M ed [kNm/m]	V ed [KN]
SLE	256	361
SLU-SLV	376	532

#### 7.4.2.4 Verifica a flessione SLU

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.



$$\operatorname{tg} a = (H_{\text{fond}} - c) / (2/3 L_{\text{tra}} + sp/2) = 2.22\text{m} / (2/3 * 1.3 + 0.4/2) = 2.08$$

$$a = 64.3^\circ \text{ (angolo di inclinazione puntone compresso)}$$

- Verifica dell'armatura tesa

Il tiro sull'armatura vale :

$$T_{\text{slu}} = V_{\text{ed,slu}} / \operatorname{tga} = 256 \text{ KN/m}$$

$$T_{\text{sle}} = V_{\text{ed,sle}} / \operatorname{tga} = 174 \text{ KN/m}$$

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	78 di 91

La tensione massima sull'armatura è (barre  $\phi$  26 /20cm):

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 265 \text{ KN/m} / (5 * 5.3E-4) \text{ m}^2 = 96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 181 \text{ KN/m} / (5 * 5.3E-4) \text{ m}^2 = 65 \text{ Mpa}$$

La tensione sulla barra allo SLU è minore di quella di calcolo dell'acciaio 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	200 mm
diámetro medio barre	$\Phi$ (barre)	26 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	70 mm
altezza efficace	hc,eff	175 -
classe cls	cls C	25 MPa
tensione max barra	$\sigma_s$	68 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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr} \quad 1.98E-04$ -
distanza max fessure	s r, max $4.85E+02$ mm
<b>ampiezza fessure:</b>	
wk	<b>0.10 mm</b>
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

- Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 590 \text{ KN/m}$$

La resistenza della biella compressa vale

$$P_{rd} = 0.4 b d f_{cd} = 0.4 * 1000 \text{ mm} * 2220 \text{ mm} * (14.1 \text{ MPa}) = 12521 \text{ KN /m} > P_{slu}$$

La verifica è soddisfatta.

#### 7.4.2.5 Verifica a taglio SLU

Si rimanda alla verifica effettuata per la direzione longitudinale essendo l'armatura la medesima e la sollecitazione inferiore.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	79 di 91

## 7.5 Verifiche geotecniche

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

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

Parametri geotecnici (M1)	
c (MPa)	0
$\phi$ (°)	63

### 7.5.1 Plinto 10x10x2.5m (Pila H=15.4 m)

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	24210	18745	-16870	1024	-815	8,45	8,61
SLU2	24210	30792	-11378	1683	-573	7,46	9,06
SLU3	24650	17644	-12785	964	-657	8,57	8,96
SLU4	24650	28590	-9129	1562	-494	7,68	9,26
SLU5	14039	6698	-8994	366	-494	9,05	8,72
SLU6	21504	19063	-11171	879	-573	8,23	8,96
SLU7	21504	31109	-8425	1537	-452	7,11	9,22
SLU8	21724	18204	-9129	819	-494	8,32	9,16
SLU9	21724	29149	-7300	1417	-413	7,32	9,33
SLU10	13858	4039	-7233	221	-413	9,42	8,96
SLV1	14492	30205	-7823	1949	-472	5,83	8,92
SLV2	13982	28400	-7415	1828	-455	5,94	8,94
SLV3	14492	13634	-24929	834	-1529	8,12	6,56
SLV4	13982	11828	-24143	713	-1495	8,31	6,55

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	80 di 91

### 7.5.1.1 Verifica nei confronti della capacità portante

La verifica a capacità portante è definita dalla relazione:

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

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

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

$c'$  = 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:

$$q_{Ed} = N_{Ed}/B'L'$$

$N_{Ed}$  = carico verticale di calcolo

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

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

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	81 di 91

	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	60.00	8261	2.70	0.92	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.70	0.87	1.00	1.00	1.00
SLU2	60.00	8261	2.43	0.89	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.43	0.82	1.00	1.00	1.00
SLU3	60.00	8261	2.66	0.93	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.66	0.89	1.00	1.00	1.00
SLU4	60.00	8261	2.44	0.90	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.44	0.84	1.00	1.00	1.00
SLU5	60.00	8261	2.67	0.94	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.67	0.89	1.00	1.00	1.00
SLU6	60.00	8261	2.59	0.93	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.59	0.88	1.00	1.00	1.00
SLU7	60.00	8261	2.34	0.89	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.34	0.82	1.00	1.00	1.00
SLU8	60.00	8261	2.58	0.93	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.58	0.89	1.00	1.00	1.00
SLU9	60.00	8261	2.36	0.90	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.36	0.84	1.00	1.00	1.00
SLU10	60.00	8261	2.67	0.96	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.67	0.94	1.00	1.00	1.00
SLV1	60.00	8261	2.13	0.79	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.13	0.68	1.00	1.00	1.00
SLV2	60.00	8261	2.15	0.79	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.15	0.69	1.00	1.00	1.00
SLV3	60.00	8261	2.40	0.83	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.40	0.73	1.00	1.00	1.00
SLV4	60.00	8261	2.37	0.83	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.37	0.73	1.00	1.00	1.00

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	2505984	333	>100
SLU2	1944817	358	>100
SLU3	2531339	321	>100
SLU4	2032850	347	>100
SLU5	2601871	178	>100
SLU6	2382576	292	>100
SLU7	1799484	328	>100
SLU8	2416767	285	>100
SLU9	1888206	318	>100
SLU10	2699892	164	>100
SLV1	1204906	279	>100
SLV2	1243083	263	>100
SLV3	1569523	272	>100
SLV4	1552817	257	>100

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	82 di 91

### 7.5.2 Verifica a scorrimento

La verifica a scorrimento è definita dalla relazione:

$$S_{Rd} = S_d / \gamma_r \geq S E_d$$

L'azione resistente è stata calcolata tramite la relazione:

$$S_d = N_{Ed} \tan(\varphi') + c' B' L'$$

$N_{Ed}$  = carico verticale di calcolo agente sulla fondazione

$c'$  = coesione efficace;

$\varphi'$  = angolo d'attrito efficace del terreno;

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

$S_{Ed}$  = Forza di scorrimento di calcolo agente sulla fondazione;

I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella seguente:

	Scorrimento		
	Srd [kN]	Sed [kN]	FS=Srd/Sed [-]
SLU1	43195	1309	33,0
SLU2	43195	1778	24,3
SLU3	43981	1166	37,7
SLU4	43981	1638	26,8
SLU5	25049	615	40,7
SLU6	38367	1049	36,6
SLU7	38367	1602	23,9
SLU8	38760	956	40,5
SLU9	38760	1476	26,3
SLU10	24726	468	52,8
SLV1	25856	2005	12,9
SLV2	24946	1883	13,2
SLV3	25856	1742	14,8
SLV4	24946	1657	15,1

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	83 di 91

### 7.5.3 Plinto 8.6x8.6x2.3m (Pila H=10.5 m)

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	20743	13419	-12630	1024	-815	7,31	7,38
SLU2	20743	22042	-8396	1683	-573	6,47	7,79
SLU3	21184	12630	-9371	964	-657	7,41	7,72
SLU4	21184	20466	-6560	1562	-494	6,67	7,98
SLU5	11472	4795	-6424	366	-494	7,76	7,48
SLU6	18037	14492	-8190	879	-573	6,99	7,69
SLU7	18037	23115	-6073	1537	-452	6,04	7,93
SLU8	18258	13946	-6560	819	-494	7,07	7,88
SLU9	18258	21781	-5155	1417	-413	6,21	8,04
SLU10	11290	2892	-5086	221	-413	8,09	7,70
SLV1	11912	20712	-5524	1782	-422	5,12	7,67
SLV2	11426	19537	-5204	1661	-405	5,18	7,69
SLV3	11912	9487	-17499	784	-1362	7,01	5,66
SLV4	11426	8311	-16887	663	-1329	7,15	5,64

### 7.5.4 Verifica nei confronti della capacità portante

La verifica a capacità portante è definita dalla relazione:

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

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

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

$c'$  = 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;

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	84 di 91

$i_c$   $i_q$   $i_\gamma$  = 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:

$$q_{Ed} = N_{Ed} / B'L'$$

$N_{Ed}$  = carico verticale di calcolo

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

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/m <sup>3</sup> ]	N γ [kPa]	s γ	i γ	d γ	b γ	g γ
SLU1	55.20	8261	2.72	0.91	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.72	0.85	1.00	1.00	1.00
SLU2	55.20	8261	2.44	0.87	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.44	0.80	1.00	1.00	1.00
SLU3	55.20	8261	2.67	0.92	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.67	0.87	1.00	1.00	1.00
SLU4	55.20	8261	2.45	0.88	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.45	0.82	1.00	1.00	1.00
SLU5	55.20	8261	2.67	0.92	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.67	0.87	1.00	1.00	1.00
SLU6	55.20	8261	2.58	0.91	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.58	0.86	1.00	1.00	1.00
SLU7	55.20	8261	2.32	0.87	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.32	0.79	1.00	1.00	1.00
SLU8	55.20	8261	2.56	0.92	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.56	0.87	1.00	1.00	1.00
SLU9	55.20	8261	2.34	0.88	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.34	0.81	1.00	1.00	1.00
SLU10	55.20	8261	2.68	0.96	1.01	1.00	1.00	24.00	32430	2.68	0.93	1.00	1.00	1.00
SLV1	55.20	8261	2.16	0.77	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.16	0.65	1.00	1.00	1.00
SLV2	55.20	8261	2.17	0.77	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.17	0.66	1.00	1.00	1.00
SLV3	55.20	8261	2.40	0.81	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.40	0.70	1.00	1.00	1.00
SLV4	55.20	8261	2.37	0.82	1.02	1.00	1.00	24.00	32430	2.37	0.71	1.00	1.00	1.00

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

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	85 di 91

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	2160277	385	>100
SLU2	1672191	411	>100
SLU3	2183742	371	>100
SLU4	1750382	398	>100
SLU5	2213445	198	>100
SLU6	2004450	335	>100
SLU7	1495600	377	>100
SLU8	2033554	328	>100
SLU9	1572401	366	>100
SLU10	2313430	181	>100
SLV1	1043422	303	>100
SLV2	1068579	287	>100
SLV3	1339780	300	>100
SLV4	1327492	283	>100

### 7.5.5 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:

$$S_d = N_{Ed} \tan(\varphi') + c' B' L'$$

$N_{Ed}$  = carico verticale di calcolo agente sulla fondazione

$c'$  = coesione efficace;

$\varphi'$  = angolo d'attrito efficace del terreno;

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

$S_{Ed}$  = Forza di scorrimento di calcolo agente sulla fondazione;

I risultati delle verifiche sono riportati nella tabella seguente:

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	86 di 91

	Scorrimento		
	Srd [kN]	Sed [kN]	FS=Srd/Sed [-]
SLU1	37010	1309	28,3
SLU2	37010	1778	20,8
SLU3	37796	1166	32,4
SLU4	37796	1638	23,1
SLU5	20468	615	33,3
SLU6	32182	1049	30,7
SLU7	32182	1602	20,1
SLU8	32575	956	34,1
SLU9	32575	1476	22,1
SLU10	20144	468	43,0
SLV1	21253	1831	11,6
SLV2	20386	1710	11,9
SLV3	21253	1572	13,5
SLV4	20386	1485	13,7

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	87 di 91

## 7.6 Verifica a ribaltamento

Considerato che si è in presenza di fondazione diretta si procede alla verifica del sistema pila-fondazione nei confronti del ribaltamento.

Sono stati prese in esame le seguenti combinazioni dei carichi (statica e sismica):

		Peso Fondazione	Inerzia Fondazione long	Inerzia Fondazione tra	Inerzia Fondazione vert	Peso pila + pulvino	Sisma pila + impalcato long	Sisma pila + impalcato tra	Sisma pila + impalcato vert	G1 impalcato	G2 I impalcato	Vento impalcato
EQU_statica	EQU1	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
	EQU2	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
	EQU3	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
	EQU4	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
	EQU5	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
	EQU6	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
	EQU7	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
	EQU8	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
	EQU9	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
	EQU10	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	0.00	0.00	0.90	0.90	0.60
EQU_sismica	EQU11	1.00	1.00	0.30	-0.30	1.00	1.00	0.30	-0.30	1.00	1.00	0.00
	EQU12	1.00	1.00	0.30	-0.30	1.00	1.00	0.30	-0.30	1.00	1.00	0.00
	EQU13	1.00	0.30	1.00	-0.30	1.00	0.30	1.00	-0.30	1.00	1.00	0.00
	EQU14	1.00	0.30	1.00	-0.30	1.00	0.30	1.00	-0.30	1.00	1.00	0.00

**VI02 - Viadotto in c.a.p**

**Relazione di calcolo pile e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	88 di 91

		TRAFFICO SCHEMA 1						TRAFFICO SCHEMA 2					
		LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1	SW/2 GR.3	treno scarico GR. 2	Res. parassite vincoli	LM71 GR.1	LM71 GR.3	SW/2 GR.1	SW/2 GR.3	treno scarico GR. 2	Res. parassite vincoli
EQU_statica	EQU1	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	EQU2	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	EQU3	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	EQU4	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	EQU5	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	EQU6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	0.00	1.10
	EQU7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	0.00	1.10
	EQU8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	0.00	1.10
	EQU9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	0.00	1.10
	EQU10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.45	1.10
EQU_sismica	EQU11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	1.00
	EQU12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00
	EQU13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00	1.00
	EQU14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.20	1.00

Le tabelle seguenti riepilogano le verifiche a ribaltamento condotte, riportando momento stabilizzante e momento ribaltante calcolati rispetto alle estremità delle fondazioni separatamente per le due direzioni principali.

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	89 di 91

7.6.1 *Plinto 10x10x2.5m (Pila H=15.4 m)*

	DIREZIONE LONGITUDINALE		
	Mstab [KNm]	Mdest [KNm]	FS=Mstab/Mdest [-]
EQU1	177206	-18187	9.74
EQU2	177206	-30234	5.86
EQU3	181614	-17086	10.63
EQU4	181614	-28031	6.48
EQU5	126717	-6140	20.64
EQU6	150149	-18726	8.02
EQU7	150149	-30773	4.88
EQU8	152353	-17867	8.53
EQU9	152353	-28813	5.29
EQU10	124905	-3703	33.73
EQU11	139818	-28400	4.92
EQU12	136336	-24666	5.53
EQU13	139818	-11828	11.82
EQU14	136336	-9756	13.97
		<b>MIN</b>	<b>4.88</b>

	DIREZIONE TRASVERSALE		
	Mstab [KNm]	Mdest [KNm]	FS=Mstab/Mdest [-]
EQU1	177206	-15046	11.78
EQU2	177206	-9553	18.55
EQU3	181614	-10961	16.57
EQU4	181614	-7305	24.86
EQU5	126717	-7171	17.67
EQU6	150149	-9347	16.06
EQU7	150149	-6601	22.75
EQU8	152353	-7305	20.86
EQU9	152353	-5476	27.82
EQU10	124905	-5409	23.09
EQU11	139818	-7415	18.85
EQU12	136336	-7251	18.80
EQU13	139818	-24143	5.79
EQU14	136336	-23600	5.78
		<b>MIN</b>	<b>5.78</b>

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	90 di 91

7.6.2 *Plinto 8.6x8.6x2.3m (Pila H=10.5 m)*

	DIREZIONE LONGITUDINALE		
	Mstab [KNm]	Mdest [KNm]	FS=Mstab/Mdest [-]
EQU1	132523	-13019	10.18
EQU2	132523	-21643	6.12
EQU3	136314	-12231	11.15
EQU4	136314	-20066	6.79
EQU5	89102	-4395	20.27
EQU6	109254	-14251	7.67
EQU7	109254	-22874	4.78
EQU8	111149	-13705	8.11
EQU9	111149	-21540	5.16
EQU10	87543	-2651	33.03
EQU11	98262	-19537	5.03
EQU12	95267	-16747	5.69
EQU13	98262	-8311	11.82
EQU14	95267	-6711	14.20
		<b>MIN</b>	<b>4.78</b>

	DIREZIONE TRASVERSALE		
	Mstab [KNm]	Mdest [KNm]	FS=Mstab/Mdest [-]
EQU1	132523	-11380	11.65
EQU2	132523	-7146	18.54
EQU3	136314	-8121	16.78
EQU4	136314	-5310	25.67
EQU5	89102	-5175	17.22
EQU6	109254	-6940	15.74
EQU7	109254	-4823	22.65
EQU8	111149	-5310	20.93
EQU9	111149	-3905	28.46
EQU10	87543	-3837	22.82
EQU11	98262	-5204	18.88
EQU12	95267	-5068	18.80
EQU13	98262	-16887	5.82
EQU14	95267	-16459	5.79
		<b>MIN</b>	<b>5.79</b>

VI02 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0205001	B	91 di 91

## 8 INCIDENZA ARMATURE

- Elevazione pila: 150 Kg/m<sup>3</sup>
- Plinto di fondazione: 100 Kg/m<sup>3</sup>