

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 VI01 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** **V I 0 1 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: RR0H01D13CLVI0105001B.docx

n. Elab.:

INDICE

1	INTRODUZIONE	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	8
3	MATERIALI	9
3.1	Calcestruzzo	9
3.2	Acciaio da armatura ordinaria.....	10
3.3	Acciaio armonico stabilizzato per trefoli	10
4	CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	11
5	ANALISI DEI CARICHI	12
5.1	Carichi da impalcato	12
5.1.1	Pesi strutturali impalcato (G1).....	12
5.1.2	Carichi permanenti portati impalcato (G2).....	12
5.1.3	Azioni variabili da traffico ferroviario.....	13
5.1.4	Vento impalcato.....	17
5.1.5	Resistenze parassite appoggi impalcato (RES).....	18
5.2	Pesi propri delle sottostrutture (G1).....	18
5.3	Vento su pila	19
5.4	Azione sismica (E).....	19
6	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI E VERIFICHE DEL FUSTO PILA.....	21
6.1	Calcolo dell'azione sismica.....	21
6.2	Sollecitazioni elementari da impalcato	23
6.3	Sollecitazioni elementari base pila.....	24
6.4	Combinazioni dei carichi	24
6.5	Sollecitazioni combinate base pila.....	26

6.6	Verifiche strutturali del fusto pila	27
6.6.1	Calcolo dell'armatura minima	27
6.6.2	Verifica a flessione SLU e SLV	29
6.6.3	Verifica a taglio SLU e SLV.....	32
6.7	Verifica a fessurazione.....	34
7	VERIFICHE DELLE FONDAZIONI	35
7.1	Sollecitazioni elementari intradosso fondazione.....	35
7.2	Combinazioni di carico	36
7.3	Sollecitazioni combinate intradosso fondazione.....	38
7.4	Verifiche strutturali del plinto.....	39
7.5	Verifiche geotecniche	50
7.5.1	Verifica a capacità portante	50
7.5.2	Verifica a scorrimento	53
7.6	Verifica a ribaltamento.....	54
8	INCIDENZA ARMATURE	57

1 INTRODUZIONE

La presente relazione riporta le analisi e verifiche che hanno condotto al dimensionamento delle pile del viadotto VI01 della variante di Bauladu nell'ambito del progetto definitivo relativo alla "Velocizzazione linea San Gavino - Sassari - Olbia".

L'opera è funzionale ad una 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 9 pile con fondazione diretta, essendo il sottosuolo caratterizzato da una matrice rocciosa ad elevate caratteristiche geomeccaniche. Le pile dell'opera presentano una sostanziale omogeneità essendo tutte di altezza compresa tra i 9 e gli 11m, esse sono caratterizzate da una sezione scatolare cava, con geometria pseudo rettangolare di dimensione esterne pari a 6x3.2m, lo spessore delle pareti è pari a 0.40m. Le fondazioni, identiche per tutte le pile, hanno dimensioni in pianta di 8.6x8.6m e spessore 2.3m e presentano in direzione longitudinale un alleggerimento ottenuto raccordando l'estradosso della fondazione con la parete verticale mediante con un piano inclinato di 30° (rispetto all'orizzontale).

La presente relazione riporta i calcoli relativi alla pila di maggiore altezza ($H_{max} = 10.6m$), potendo ragionevolmente ritenere gli stessi validi anche per le altre sottostrutture.

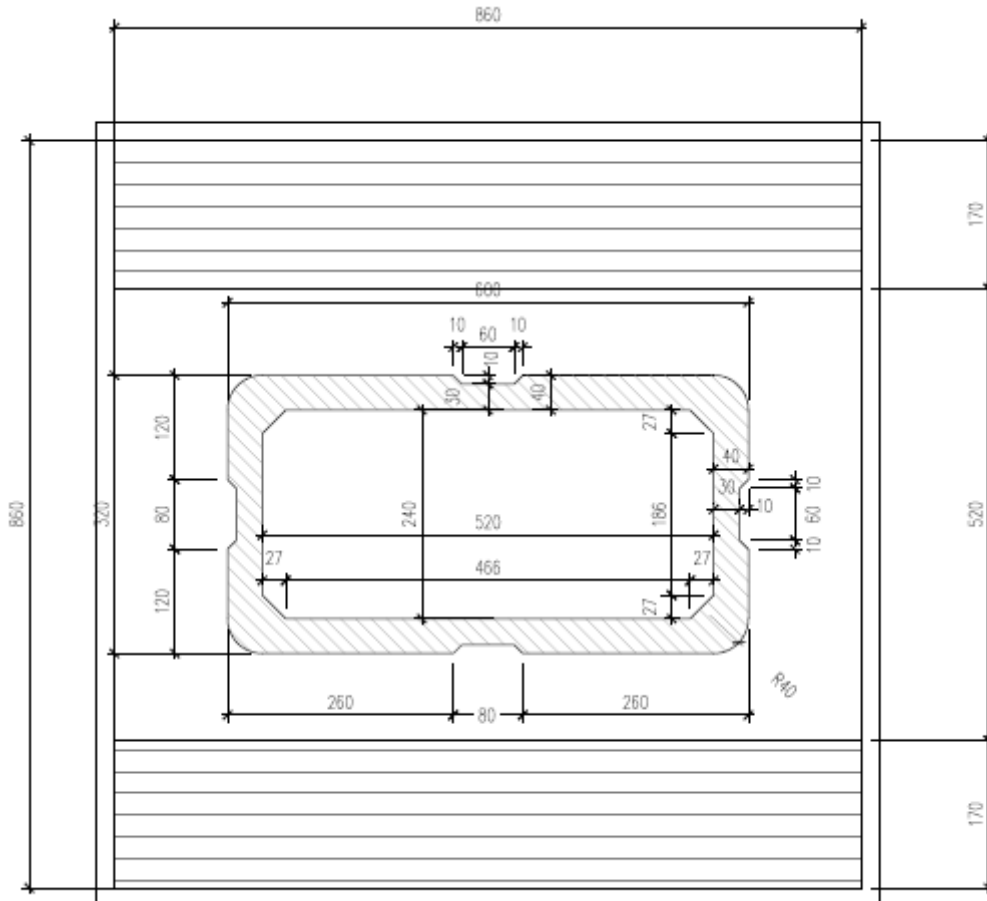


Figura 1: Pianta fondazioni ed elevazione pila.

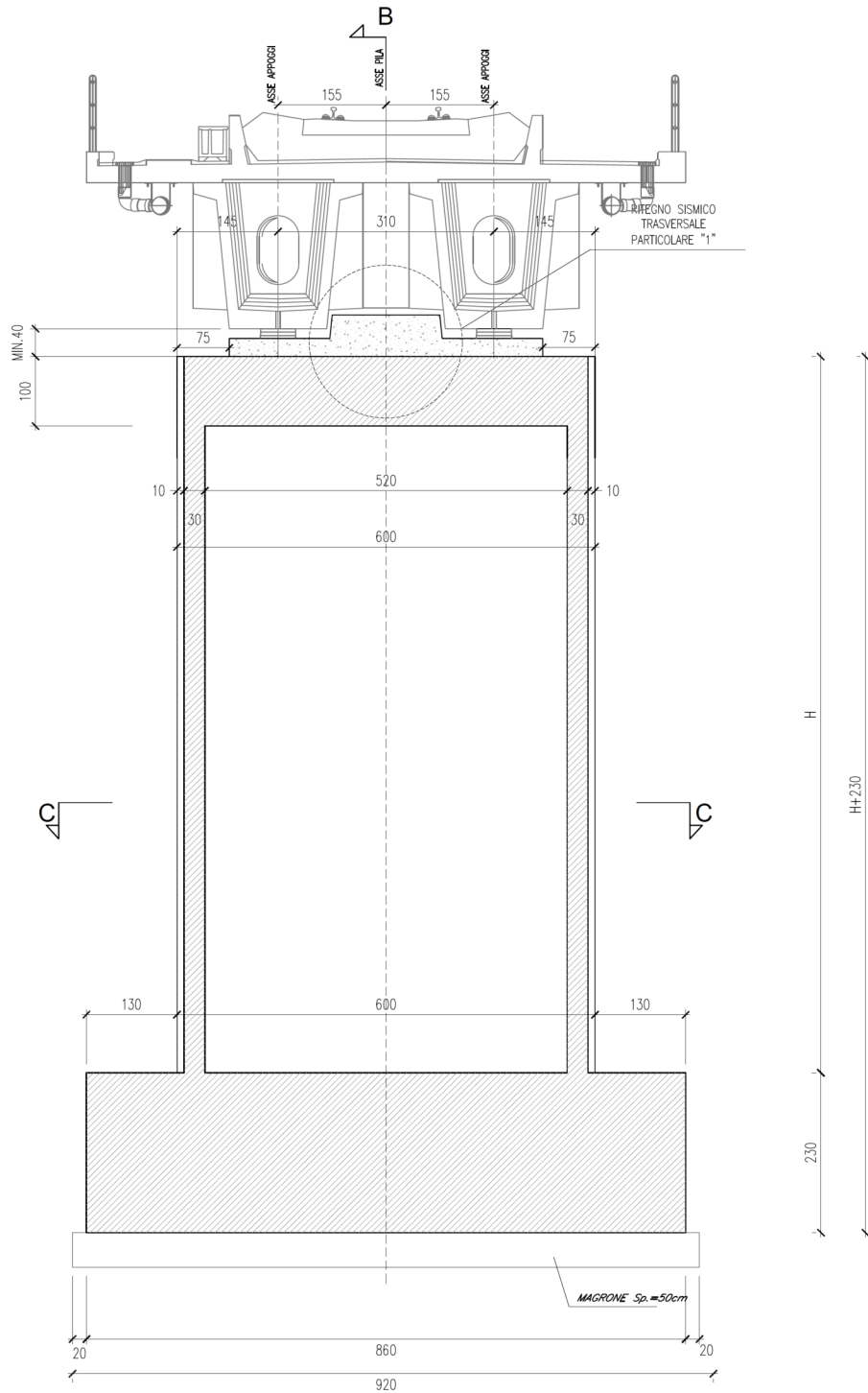


Figura 2: Sezione trasversale pila.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

RR0H

01

D13CL

VI0105001

B

7 di 57

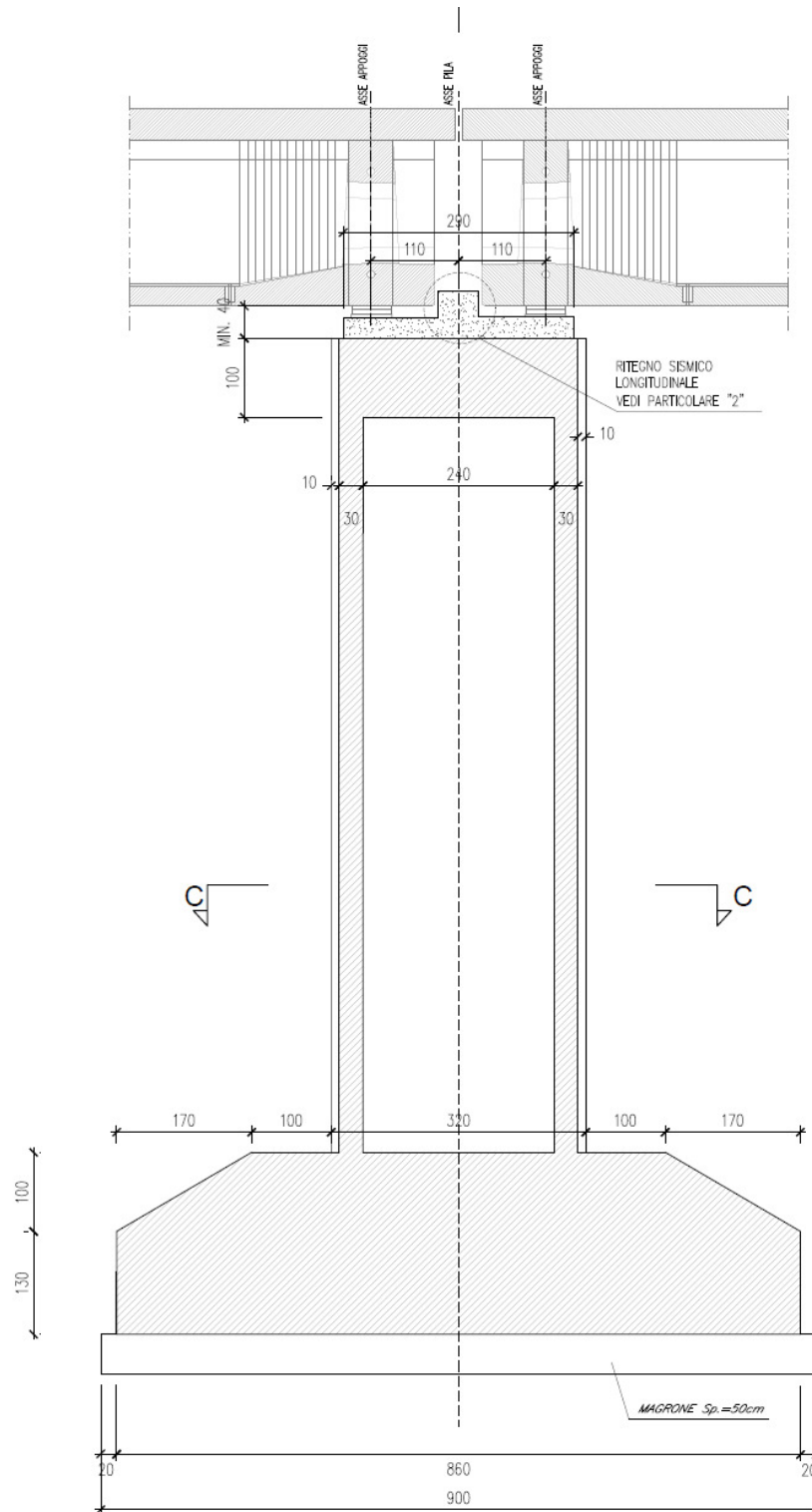


Figura 3: Sezione longitudinale pila.

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	11 di 57

4 CARATTERISTICHE DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Con riferimento alla specifica relazione geotecnica che accompagna il 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 1

Strato: Andesiti e andesiti basaltiche alterate (ANDalt)

$$\gamma = 23 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi' = 53^\circ$$

$$c' = 78 \text{ Kpa}$$

$$E_m = 1201 \text{ Mpa}$$

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 kN/m^3 (ponte in curva) applicato ad un'altezza convenzionale di 0.8m .

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

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

Grigliato marciapiede FFP (50 kg/m² compresi i profili di supporto) $2 * 2.0 \text{ m} * 0.5 \text{ KN/m}^2 = \mathbf{2.0 \text{ KN/m}}$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	13 di 57

Barriere parapetto

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

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:

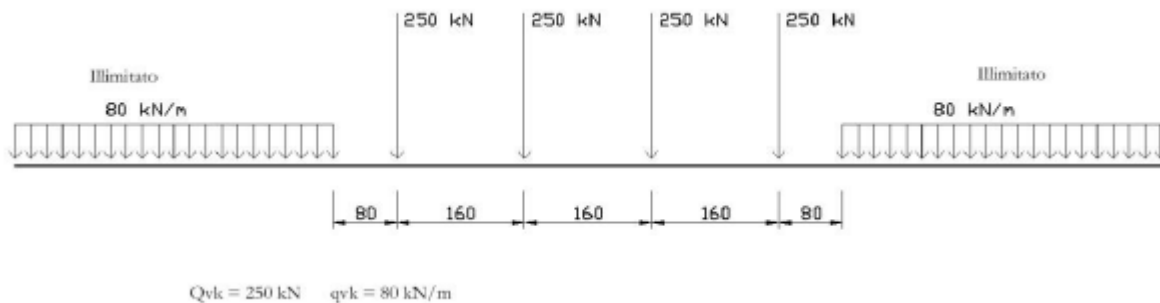


Figura 5.2.1 - Treno di carico LM71

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):

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	14 di 57

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

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

Traffico pesante: Treno SW/2

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

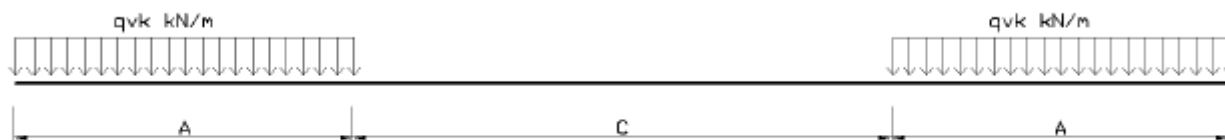


Fig. 5.2.2 Treno di carico SW

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

Traffico scarico

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

Effetti dinamici

Si considera una linea con manutenzione standard

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

con la lunghezza L_Φ valutata secondo la Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1 del manuale di progettazione Ponti RFI

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	15 di 57

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 α .

- LM71 ($\alpha=1.1$):

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

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

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

Serpeggio

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

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

Forza centrifuga

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

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

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	16 di 57

dove:

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

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

v = velocità di progetto espressa in m/s;

V = velocità di progetto espressa in km/h;

f = fattore di riduzione (definito in seguito);

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

r = è il raggio di curvatura in m.

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

Raggio di curvatura $r = 950$ m

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

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

Calcolo del coefficiente $V^2/127r$

- LM71: 0.16
- SW/2: 0.08

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

16% del carico verticale LM71

8% 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:

	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.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	17 di 57

5.1.4 *Vento impalcato*

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

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

dove

q_b pressione cinetica di riferimento

c_e coefficiente di esposizione

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

c_d coefficiente dinamico (=1)

Per l'opera in studio si ha:

- Velocità di riferimento del vento:

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

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

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

- Coefficiente di esposizione:

$$c_e = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.47$$

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

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

$$z = 12 \text{ m (quota media impalcato dal pc)}$$

In definitiva la pressione del vento vale:

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 \cdot 2.47 \cdot 1.4 \cdot 1 = 1.70 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(trave direttamente investita)}$$

$$p = 0.49 \text{ KN/m}^2 \cdot 2.47 \cdot 0.2 \cdot 1 = 0.24 \text{ KN/m}^2 \quad \text{(travi successive)}$$

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.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	18 di 57

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:

$$F_{\text{vento}} = 1.70 \text{ KN/m} * (4+3.18)\text{m} + 0.24\text{KN/m} * 2.1\text{m} = 12.71 \text{ KN/m} \quad \text{Ponte carico}$$

$$F_{\text{vento}^*} = 1.70 \text{ KN/m} * 3.18 \text{ m} + 0.24\text{KN/m} * 2.8\text{m} = 6.01 \text{ KN/m} \quad \text{Ponte scarico}$$

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:

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

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

dove

V_g Reazione verticale massima associata ai carichi permanenti,

V_q Reazione verticale massima associata ai carichi mobili dinamicizzati.

5.2 **Pesi propri delle sottostrutture (G1)**

Per la pila oggetto del presente studio ($H=10.6\text{m}$) si hanno i seguenti pesi strutturali:

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

$$\text{Fusto pila} \quad = 6.45 \text{ m}^2 * 9.6\text{m} * 25 \text{ KN/m}^3 = 1548 \text{ KN}$$

$$\text{Fondazione} \quad = (8.6\text{m} * 8.6\text{m} * 2.3 \text{ m} - 1.7\text{m} * 1\text{m} * 8.6\text{m}) * 25 \text{ KN/m}^3 = 4257 \text{ KN}$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	19 di 57

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 :

$$c_e = k_r^2 * c_t * \ln(z/z_0) * [7 + c_t \ln(z/z_0)] = 2.05$$

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

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

$$z = 6.1 \text{ m (quota baricentro pila)}$$

$$p = q_b * c_e * c_p * c_d = 0.49 * 2.05 * 1 * 1.2 = 1.21 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Vento longitudinale pila} = 1.21 \text{ KN/m}^2 * 10.6 \text{ m} * 6 \text{ m} = 76.7 \text{ KN}$$

$$\text{Vento trasversale pila} = 1.21 \text{ KN/m}^2 * 10.6 * 3.2 \text{ m} = 41.0 \text{ KN}$$

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.**

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	20 di 57

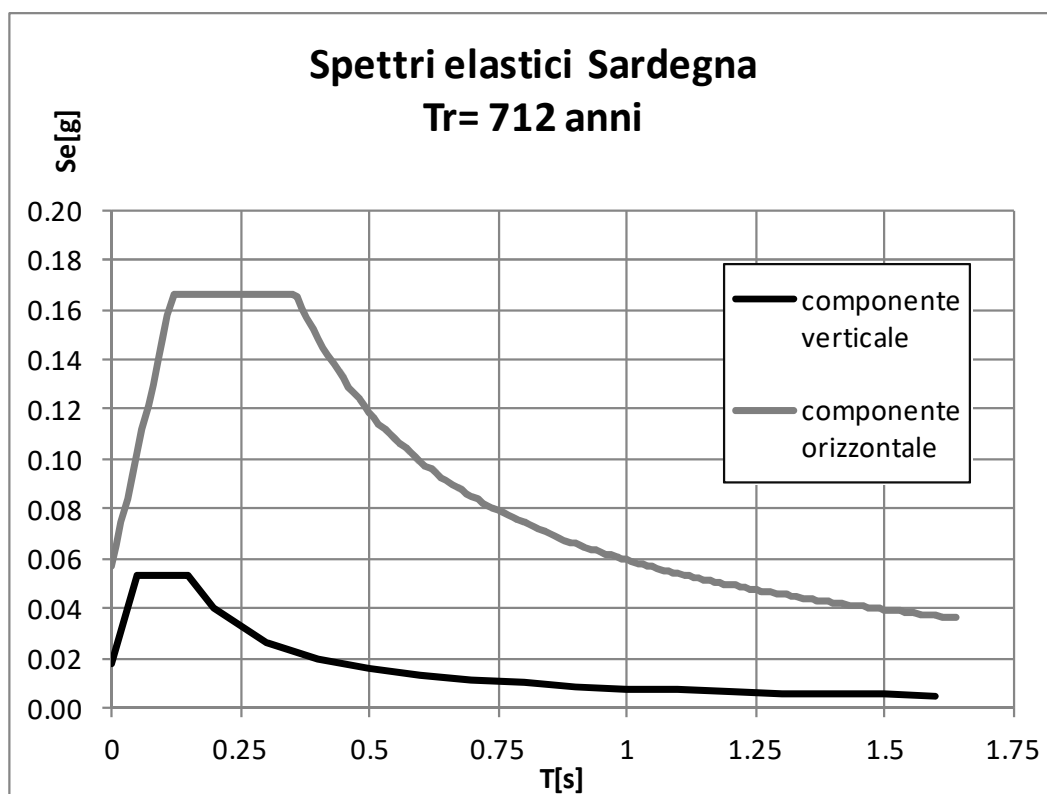
I parametri ottenuti per interpolazione da quelli della tabella 2 sono i seguenti:

SLV	Tr = 712 anni
ag [g]	0.057
Fo	2.936
T*c [s]	0.358

Considerate le caratteristiche dei terreni di fondazione (vedasi relazione geotecnica) e quelle topografiche si assume una categoria di sottosuolo "A" ($S_s = 1.0$) ed un coefficiente topografico T1 ($S_T = 1.0$).

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

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



 RFI RETE FERROVIARIA ITALIANA GRUPPO FERROVIE DELLO STATO	VELOCIZZAZIONE LINEA SAN GAVINO - SASSARI - OLBIA VARIANTE DI BAULADU												
VI01 - Viadotto in c.a.p Relazione di calcolo pile e fondazioni	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>RR0H</td> <td>01</td> <td>D13CL</td> <td>VI0105001</td> <td>B</td> <td>21 di 57</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	21 di 57
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	21 di 57								

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.

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

$$M = M_{\text{impalcato}} + M_{\text{pulvino}} + 0.5M_{\text{pila}} = (3005 + 2230) \text{ KN} + 470 \text{ KN} + 0.5 * 1548 \text{ KN} = 6479 \text{ KN} =$$

$$M_{\text{sismica}} = 660 \text{ ton}$$

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

$$H_{\text{long}} = H_{\text{pila}} + H_{\text{appoggi}} = 10.6 \text{ m} + 0.4 \text{ m} = 11 \text{ m}$$

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

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

Da cui discende la seguente rigidezza orizzontale della pila:

$$K_{\text{long}} = 3 E_c * J_{\text{long}} / H_{\text{long}}^3 = 781 \text{ E3 kN/m}$$

Dunque il periodo longitudinale del sistema pila + impalcato vale:

$$T_{\text{long}} = 2\pi (M_{\text{sismica}} / K_{\text{long}})^{0.5} = 0.183 \text{ s}$$

A cui corrisponde un'accelerazione spettrale allo SLV di

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	22 di 57

Se (T long) = 0.166 g

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

$$F_{SLV \text{ long}} = 660 \text{ Ton} * 0.166 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 1075 \text{ KN}$$

- DIREZIONE TRASVERSALE

$$H_{tra} = H_{pila} + H_{appoggi} + Y_g \text{ impalcato} = 10.6 \text{ m} + 0.4 \text{ m} + 1.8 \text{ m} = 12.8 \text{ m}$$

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

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

Da cui discende la seguente rigidezza orizzontale della pila:

$$K_{tra} = 3 E_c * J_{tra} / H_{tra}^3 = 1405 \text{ E3 kN/m}$$

Dunque il periodo trasversale del sistema pila + impalcato vale:

$$T_{tra} = 2\pi (M_{sismica} / K_{tra})^{0.5} = 0.136 \text{ s}$$

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:

$$F_{SLV \text{ tra}} = 660 \text{ Ton} * 0.166 * 9.81 \text{ m/s}^2 = 1075 \text{ KN}$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	23 di 57

6.2 Sollecitazioni elementari da impalcato

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

	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
LM 71	1866	2053	-143	0	0
SW/2	2018	2220	0	0	0
serpeggio LM71	0	0	-780	0	-55
serpeggio SW/2	0	0	-709	0	-50
centrifuga LM71	0	0	-3181	0	-199
centrifuga SW/2	0	0	-1590	0	-100
frenatura LM71	0	9988	0	908	0
frenatura SW2	0	9075	0	825	0
Vento	0	0	-1695	0	-184

	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
LM 71	1866	-2053	-143	0	0
SW/2	2018	-2220	0	0	0
serpeggio LM71	0	0	-780	0	-55
serpeggio SW/2	0	0	-709	0	-50
centrifuga LM71	0	0	-3181	0	-199
centrifuga SW/2	0	0	-1590	0	-100
frenatura LM71	0	0	0	0	0
frenatura SW2	0	0	0	0	0
Vento	0	0	-1695	0	-184

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	24 di 57

6.3 Sollecitazioni elementari base pila

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

	SOLLECITAZIONI BASE PILA				
	N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
Peso pila + pulvino	2016	0	0	0	0
Sisma pila + impalcato long	0	11856	0	1078	0
Sisma pila + impalcato tra	0	0	13796	0	1078
Sisma pila + impalcato vert*	117	0	0	0	0
Azioni da impalcato					
G1	3010	0	0	0	0
G2	2229	0	-1	0	0
Vento impalcato	0	0	-3391	0	-368
Traffico schema 1					
LM71 GR.1	3732	4994	-8206	454	-508
LM71 GR.3	3732	9988	-4246	908	-254
SW/2 GR.1	4036	4538	-4599	413	-299
SW/2 GR.3	4036	9075	-2299	825	-150
treno scarico GR. 2	250	0	-1723	0	-120
Res. parassite vincoli	0	3355	0	305	0
Traffico schema 2					
LM71 GR.1	1866	7047	-4103	454	-254
LM71 GR.3	1866	12041	-2123	908	-127
SW/2 GR.1	2018	6757	-2299	413	-150
SW/2 GR.3	2018	11295	-1150	825	-75
treno scarico GR. 2	125	0	-862	173	-60
Res. parassite vincoli	0	2023	0	184	0

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

6.4 Combinazioni dei carichi

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	26 di 57

		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
Peso pila + pulvino	Sisma pila + impalcato long	Sisma pila + impalcato tra	Sisma pila + impalcato vert																	
SISMA	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
SLV	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	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
	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	1.00

6.5 Sollecitazioni combinate base pila

		N [kN]	MI [kNm]	Mt [kNm]	FI [kN]	Ft [kN]
SLE RARA	SLE1	10986	8349	-10242	759	-729
	SLE2	10986	13343	-6282	1213	-475
	SLE3	11290	7893	-6635	718	-520
	SLE4	11290	12430	-4335	1130	-370
	SLE5	7504	3355	-3759	305	-341
	SLE6	9120	9070	-6139	638	-475
	SLE7	9120	14064	-4159	1092	-348
	SLE8	9272	8781	-4335	596	-370
	SLE9	9272	13318	-3186	1009	-296
	SLE10	7379	2023	-2898	184	-281
SLU	SLU1	15539	11268	-14953	1024	-1068
	SLU2	15539	18509	-9210	1683	-700
	SLU3	15980	10606	-9722	964	-765
	SLU4	15980	17185	-6388	1562	-548
	SLU5	7617	4026	-5552	366	-505
	SLU6	12833	12646	-9003	879	-700
	SLU7	12833	19887	-6132	1537	-515
	SLU8	13054	12226	-6388	819	-548
	SLU9	13054	18805	-4721	1417	-440
	SLU10	7435	2428	-4302	221	-418
SISMA SLV	SLV1	10986	8349	-10242	759	-729
	SLV2	10986	13343	-6282	1213	-475
	SLV3	11290	7893	-6635	718	-520
	SLV4	11290	12430	-4335	1130	-370

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	27 di 57

6.6 Verifiche strutturali del fusto pila

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: $\phi 20$ passo 20 cm

Strato interno: $\phi 20$ passo 20 cm

Complessivamente si contano 161 ferri $\phi 20$ per un'area di armatura complessiva di $505 \text{ cm}^2 > A_{l,min}$.

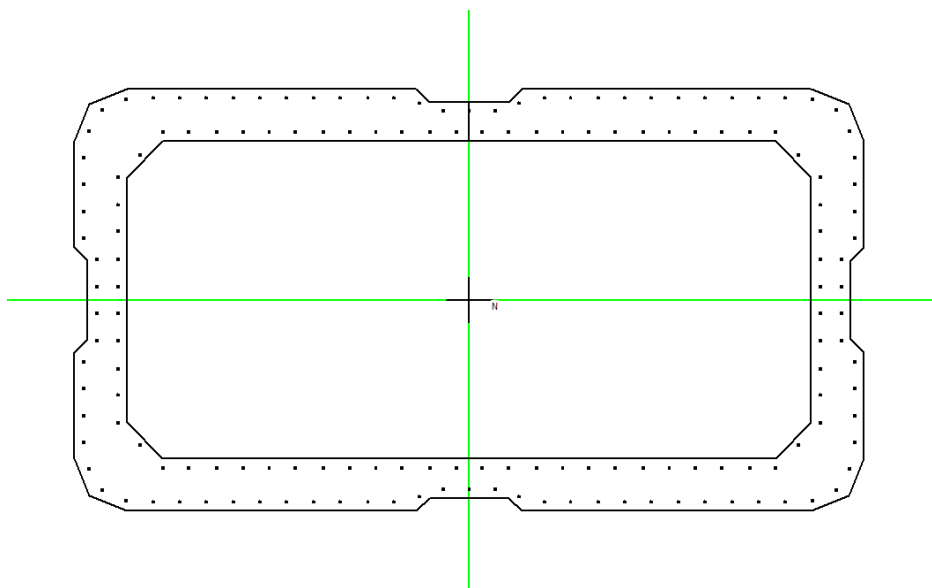


Figura 4: Armatura pila

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	28 di 57

- **Armatura di confinamento**

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

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

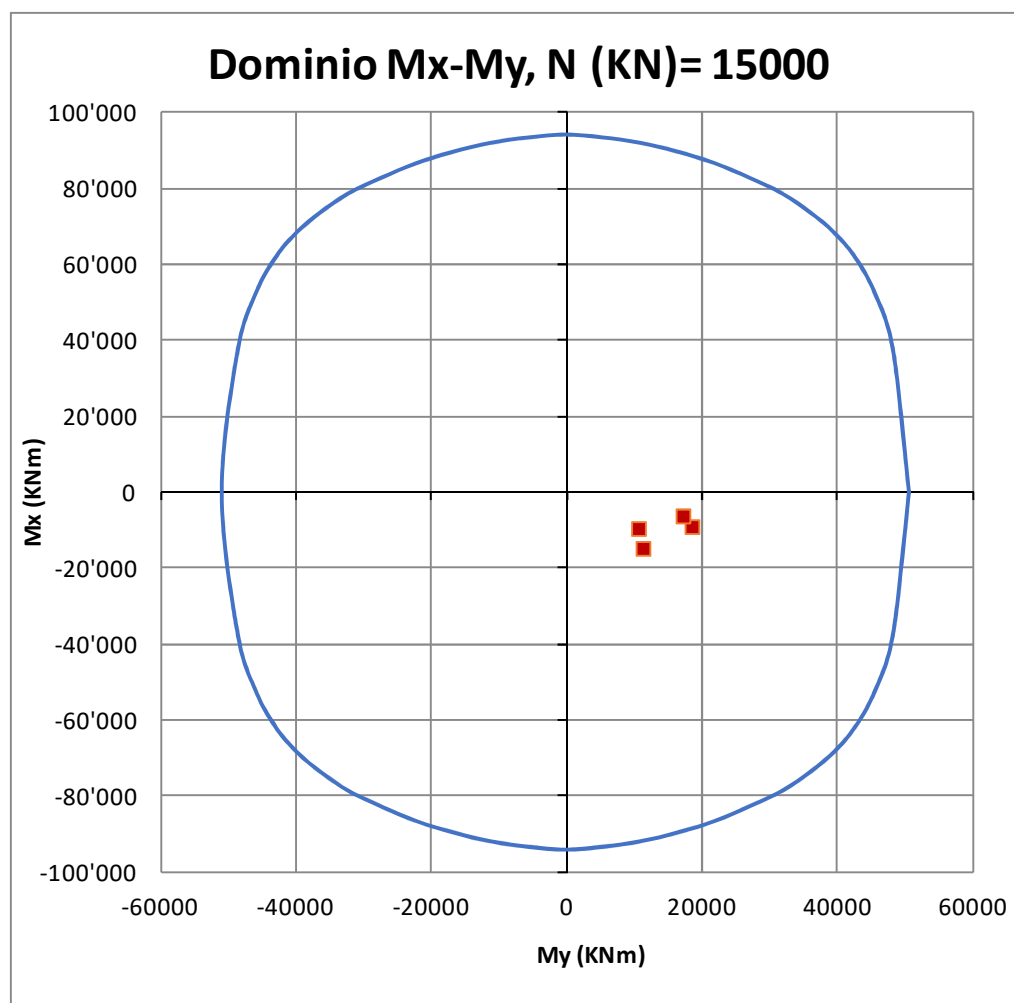
dove $\zeta = 0.03$, in quanto l’accelerazione sismica ($a_{g\ SLV}$) del sito è minore di 0.15g.

Su ogni parete della pila si dispongono spille $\phi 14$ nel numero di 9 al mq (13.85 cm² /m²), pertanto:

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

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.



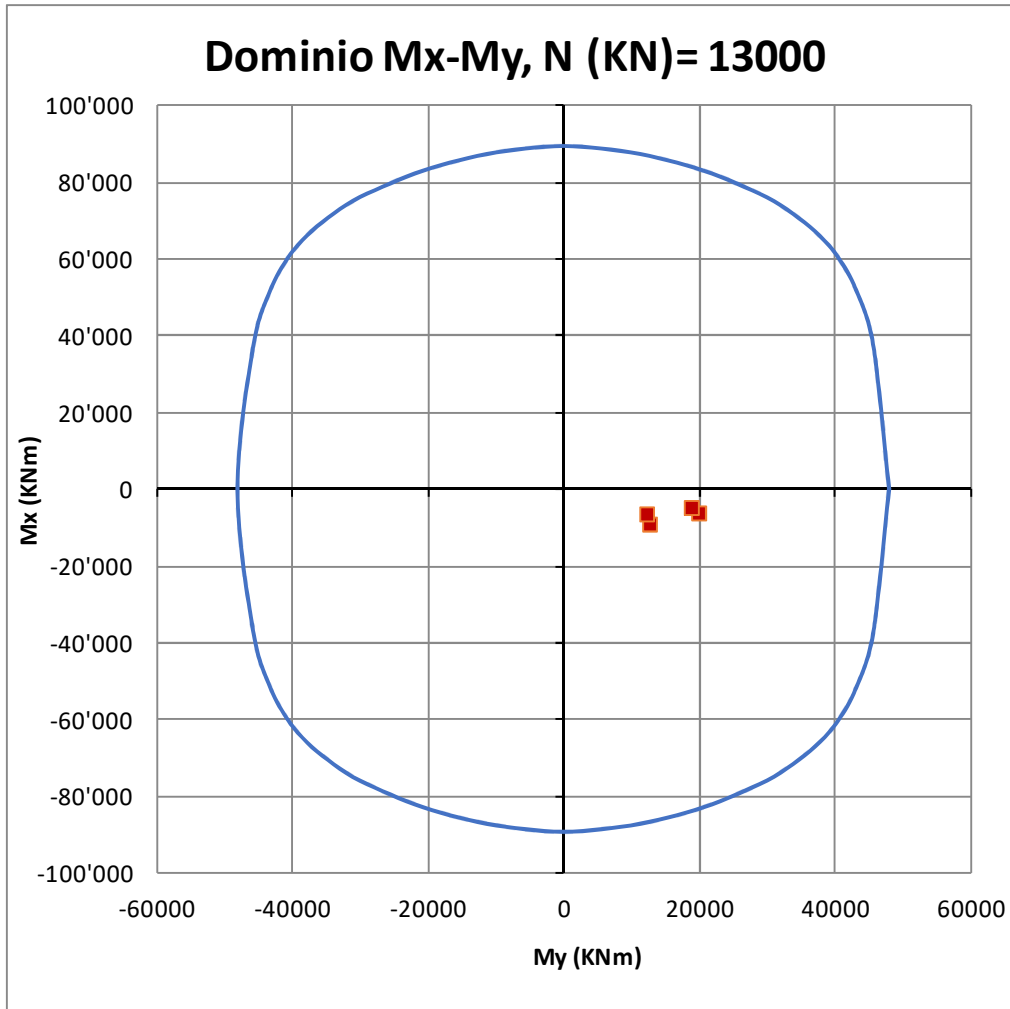
	NEd (KN)	MEd,x (KNm)	MEd,y (KNm)
SLU1	15539	11268	-14953
SLU2	15539	18509	-9210
SLU3	15980	10606	-9722
SLU4	15980	17185	-6388

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	30 di 57



	NEd (KN)	MEd,x (KNm)	MEd,y (KNm)
SLU6	12833	12646	-9003
SLU7	12833	19887	-6132
SLU8	13054	12226	-6388
SLU9	13054	18805	-4721

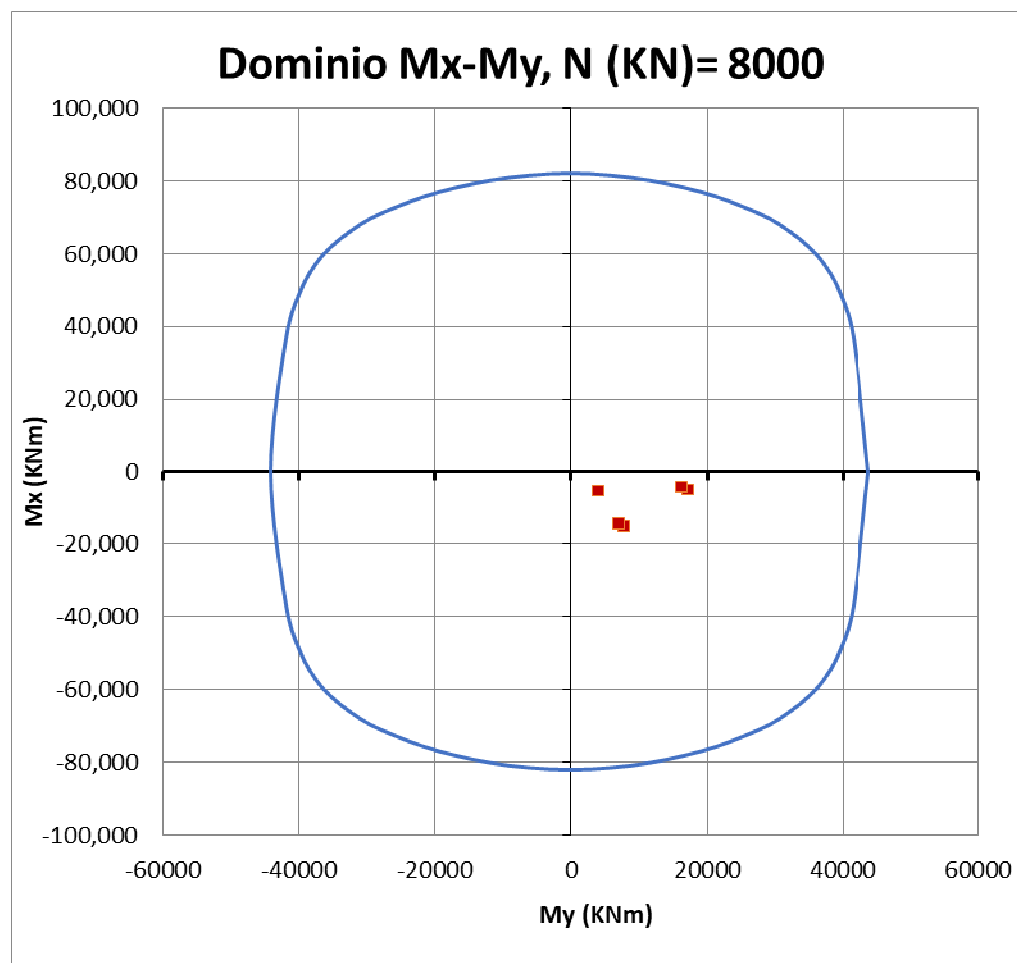
Tutte le sollecitazioni risultano interne al dominio di rottura, pertanto la verifica è soddisfatta.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	31 di 57

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



	NEd (KN)	MEd,x (KNm)	MEd,y (KNm)
SLV1	8036	17209	-4989
SLV2	7592	16288	-4565
SLV3	8036	7911	-15439
SLV4	7592	6990	-14618
SLU5	7617	4026	-5552
SLU10	7435	2428	-4302

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	32 di 57

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)

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	33 di 57

Direzione trasversale:

Il massimo taglio trasversale è pari a:

$$V_{Ed,y} = 1179 \text{ KN (SLV3)}$$

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)

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	34 di 57

6.7 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:

$$\sigma_s = 57 \text{ MPa (SLE 7)}$$

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	200 mm
diametro medio barre	Φ (barre)	20 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	55 mm
altezza efficace	hc,eff	137.5 -
classe cls	cls C	32 MPa
tensione max barra	σ_s	57 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	1 -
(fisso)	k3	3.4 -
(fisso)	k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$ 1.66E-04 -
distanza max fessure	s r, max 7.49E+02 mm
ampiezza fessure:	wk 0.12 mm
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	35 di 57

7 VERIFICHE DELLE FONDAZIONI

7.1 Sollecitazioni elementari intradosso fondazione

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

	N [KN]	MI [KNm]	Mt [KNm]	FI [KN]	Ft [KN]
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	2016	0	0	0	0
Sisma pila + impalcato long	0	14335	0	1078	0
Sisma pila + impalcato tra	0	0	-16275	0	-1078
Sisma pila + impalcato vert	118	0	0	0	0
Azioni da impalcato					
G1	3010	0	0	0	0
G2	2229	0	-1	0	0
Vento impalcato	0	0	-4237	0	-368
Traffico schema 1					
LM71 GR.1	3732	6038	-9375	454	-508
LM71 GR.3	3732	12076	-4830	908	-254
SW/2 GR.1	4036	5486	-5286	413	-299
SW/2 GR.3	4036	10973	-2643	825	-150
treno scarico GR. 2	250	0	-1999	0	-120
Res. parassite vincoli	0	4057	0	305	0
Traffico schema 2					
LM71 GR.1	1866	8091	-4687	454	-254
LM71 GR.3	1866	14129	-2415	908	-127
SW/2 GR.1	2018	7706	-2643	413	-150
SW/2 GR.3	2018	13192	-1322	825	-75
treno scarico GR. 2	125	0	-1000	0	-60
Res. parassite vincoli	0	2446	0	184	0

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 I 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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	37 di 57

		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

7.3 Sollecitazioni combinate intradosso fondazione

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

		N [KN]	MI [KNm]	Mt [KNm]	FI [KN]	Ft [KN]
SLE rara	SLE1	14873	10095	-11919	759	-729
	SLE2	14873	16133	-7374	1213	-475
	SLE3	15177	9543	-7830	718	-520
	SLE4	15177	15029	-5187	1130	-370
	SLE5	11391	4057	-4543	305	-341
	SLE6	13007	10537	-7231	638	-475
	SLE7	13007	16575	-4959	1092	-348
	SLE8	13159	10152	-5187	596	-370
	SLE9	13159	15639	-3865	1009	-296
	SLE10	11266	2446	-3543	184	-281
SLU A1	SLU1	20787	13624	-17409	1024	-1068
	SLU2	20787	22379	-10819	1683	-700
	SLU3	21227	12823	-11481	964	-765
	SLU4	21227	20778	-7648	1562	-548
	SLU5	11504	4868	-6714	366	-505
	SLU6	18081	14667	-10612	879	-700
	SLU7	18081	23423	-7317	1537	-515
	SLU8	18301	14109	-7648	819	-548
	SLU9	18301	22065	-5732	1417	-440
	SLU10	11323	2936	-5264	221	-418
SISMICA	SLV1	11944	21060	-5926	1785	-440
	SLV2	11458	19861	-5443	1664	-415
	SLV3	11944	9641	-18405	785	-1400
	SLV4	11458	8441	-17467	664	-1349

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	39 di 57

7.4 Verifiche strutturali del plinto

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

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

$$q_{min} = 0$$

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	40 di 57

		e_1on [m]	qmax [KPa]	qmin [Kpa]
SLE rara	SLE1	0.68	296	106
	SLE2	1.08	353	49
	SLE3	0.63	295	115
	SLE4	0.99	347	63
	SLE5	0.36	192	116
	SLE6	0.81	275	76
	SLE7	1.27	332	20
	SLE8	0.77	274	82
	SLE9	1.19	325	30
	SLE10	0.22	175	129
SLU A1	SLU1	0.66	410	153
	SLU2	1.08	492	70
	SLU3	0.60	408	166
	SLU4	0.98	483	91
	SLU5	0.42	201	110
	SLU6	0.81	383	106
	SLU7	1.30	465	24
	SLU8	0.77	381	114
	SLU9	1.21	456	39
	SLU10	0.19	238	183
SISMICA	SLV1	1.76	365	0
	SLV2	1.73	346	0
	SLV3	0.81	252	71
	SLV4	0.74	235	75

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	41 di 57

		e_tra [m]	qmax [KPa]	qmin [Kpa]
SLE rara	SLE1	0.80	296	89
	SLE2	0.50	353	132
	SLE3	0.52	295	131
	SLE4	0.34	347	156
	SLE5	0.40	192	111
	SLE6	0.56	275	108
	SLE7	0.38	332	129
	SLE8	0.39	274	129
	SLE9	0.29	325	141
	SLE10	0.31	175	119
SLU A1	SLU1	0.84	410	117
	SLU2	0.52	492	179
	SLU3	0.54	408	179
	SLU4	0.36	483	215
	SLU5	0.58	201	92
	SLU6	0.59	383	144
	SLU7	0.40	465	175
	SLU8	0.42	381	175
	SLU9	0.31	456	193
	SLU10	0.34	238	161
SISMICA	SLV1	0.50	360	106
	SLV2	0.48	342	104
	SLV3	1.54	336	0
	SLV4	1.52	320	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.

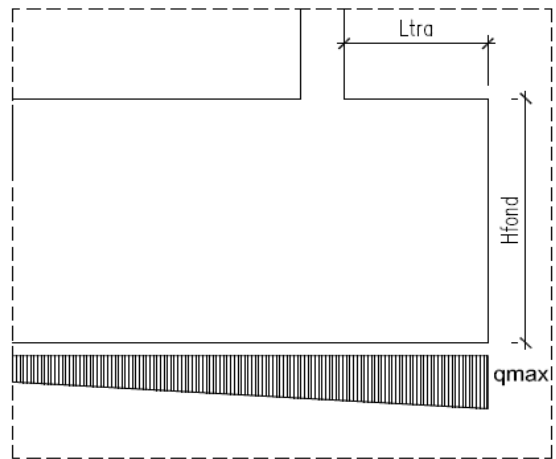
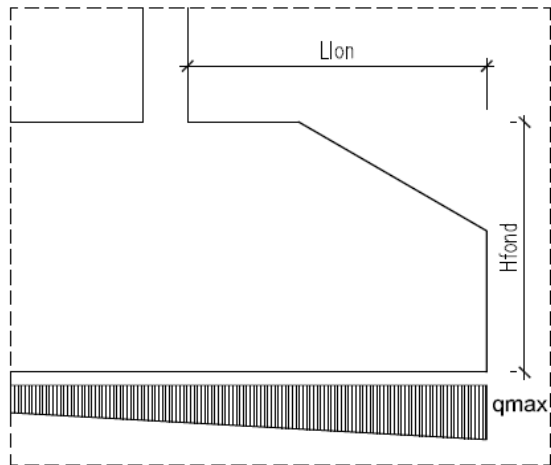
VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	42 di 57

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.



VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	43 di 57

- Direzione Longitudinale

Considerato che la lunghezza di carico è $L_{long} = 2.7$ 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	943	564
	SLE2	1194	670
	SLE3	935	566
	SLE4	1163	661
	SLE5	520	331
	SLE6	870	504
	SLE7	1121	609
	SLE8	861	503
	SLE9	1089	598
	SLE10	447	299
SLU A1	SLU1	1381	842
	SLU2	1745	995
	SLU3	1370	844
	SLU4	1701	983
	SLU5	560	350
	SLU6	1291	761
	SLU7	1655	914
	SLU8	1279	759
	SLU9	1610	898
	SLU10	679	464
SISMICA	SLV1	1593	306
	SLV2	1494	288
	SLV3	780	449
	SLV4	706	411

I valori massimi risultano:

max	Med [kNm/m]	V ed [KN]
SLE	1194	670
SLU-SLV	1745	995

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	44 di 57

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: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	230	1	53.63	222
			2	15.7	8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	0	0	kN
M _{xEd}	0	1450	kNm
M _{yEd}	0	0	

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 0

Precompresso

Materiali

B450C	C25/30
ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm²	ϵ_{cu} 3.5 ‰
E_s 200'000 N/mm²	f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	τ_{co} 0.6
	τ_{c1} 1.829

M _{xRd}	4'525	kN m
M _{yRd}	0	kN m
σ_c	-14.17	N/mm²
σ_s	391.3	N/mm²
ϵ_c	3.5	‰
ϵ_s	51.64	‰
d	222	cm
x	14.09	x/d 0.06347
	δ	0.7

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	45 di 57

Verifica a taglio SLU

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

Resistenza dell'armatura :

$$VR_{ds} = A_{sw} / s * f_{yd} * 0.9d \cotg \theta = 2 * 200 \text{ mm}^2 / 200\text{mm} * 391 \text{ MPa} * (0.9 * 2220 \text{ mm}) = 1571 \text{ KN/m}$$

con

$$\cotg \theta = 1$$

Resistenza della biella compressa:

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

$$14153 \text{ KN/m}$$

con

$$\alpha_c = 1$$

$$\cotg \alpha = 1$$

$$\cotg \theta = 1$$

$$VR_d = \min (VR_{ds}; VR_{dc}) = 1571 \text{ KN/m} > V_{Ed}$$

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	46 di 57

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):

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

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

$$\sigma_s = 108 \text{ MPa}$$

(secondo circ. n.617 §C.4.1.2.2.4)

Commenti:	INPUT	
interasse barre	interasse	150 mm
diametro medio barre	Φ (barre)	32 mm
baricentro della barra dal lembo sezione	x barra	90 mm
altezza efficace	hc,eff	225 -
classe cls	cls C	25 MPa
tensione max barra	σ_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 4.80E+02 mm
ampiezza fessure:	wk 0.15 mm
w_LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	47 di 57

- Direzione Trasversale

Considerato che la lunghezza di carico è $L_{tra} = 1.3m$, ricaviamo le massime sollecitazioni nella sezione d'incastro del plinto con il fusto pila.

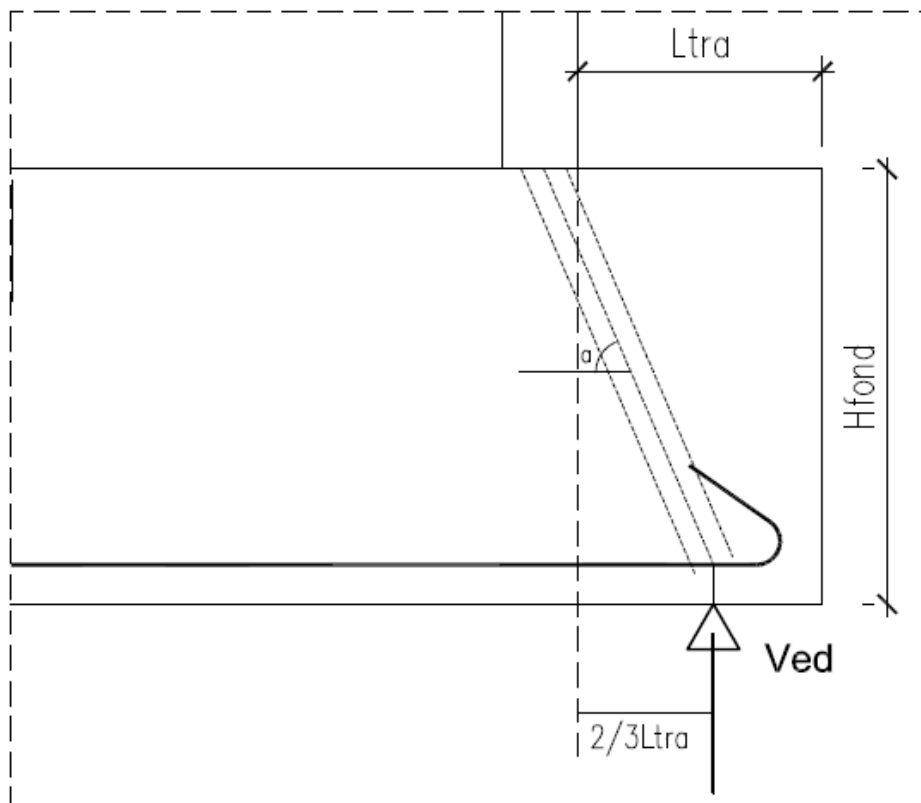
		Med tra [KNm/m]	VEd, tra [KN/m]
SLE rara	SLE1	211	290
	SLE2	259	363
	SLE3	208	293
	SLE4	253	358
	SLE5	117	167
	SLE6	191	267
	SLE7	241	337
	SLE8	189	267
	SLE9	234	330
	SLE10	102	148
SLU A1	SLU1	310	429
	SLU2	381	534
	SLU3	306	433
	SLU4	371	527
	SLU5	126	176
	SLU6	285	399
	SLU7	357	502
	SLU8	282	400
	SLU9	348	492
	SLU10	156	227
SISMICA	SLV1	267	368
	SLV2	251	347
	SLV3	280	259
	SLV4	264	244

I valori massimi risultano:

max	M ed [kNm/m]	V ed [KN]
SLE	259	363
SLU-SLV	381	534

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 :

$$T_{\text{slu}} = V_{\text{ed,slu}} / \operatorname{tga} = 257 \text{ KN/m}$$

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	49 di 57

La tensione massima sull'armatura è (barre ϕ 26 /20cm):

$$\sigma_{slu} = T_{slu} / A_{sl} = 257 \text{ KN/m} / (5 * 5.3E-4) \text{ m}^2 = 97 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sle} = T_{sle} / A_{sl} = 174 \text{ KN/m} / (5 * 5.3E-4) \text{ m}^2 = 66 \text{ Mpa}$$

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
diametro medio barre	Φ (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	σ_s	66 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	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cr}$ 1.92E-04 -
distanza max fessure	s r, max 4.85E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.09 mm
w LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

- Verifica del puntone di calcestruzzo

Lo sforzo nella biella compressa vale:

$$P_{slu} = V_{ed,slu} / \sin \alpha = 593 \text{ KN/m}$$

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.

Verifica a taglio SLU

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	50 di 57

7.5 Verifiche geotecniche

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	20787	13624	-17409	1024	-1068	7,29	6,92
SLU2	20787	22379	-10819	1683	-700	6,45	7,56
SLU3	21227	12823	-11481	964	-765	7,39	7,52
SLU4	21227	20778	-7648	1562	-548	6,64	7,88
SLU5	11504	4868	-6714	366	-505	7,75	7,43
SLU6	18081	14667	-10612	879	-700	6,98	7,43
SLU7	18081	23423	-7317	1537	-515	6,01	7,79
SLU8	18301	14109	-7648	819	-548	7,06	7,76
SLU9	18301	22065	-5732	1417	-440	6,19	7,97
SLU10	11323	2936	-5264	221	-418	8,08	7,67
SLV1	11944	21060	-5926	1785	-440	5,07	7,61
SLV2	11458	19861	-5443	1664	-415	5,13	7,65
SLV3	11944	9641	-18405	785	-1400	6,99	5,52
SLV4	11458	8441	-17467	664	-1349	7,13	5,55

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

(R3)	Capacità portante	Scorrimento
γ_r	2.3	1.1

Parametri geotecnici (M1)	
c (MPa)	0
ϕ (°)	53

7.5.1 Verifica a capacità portante

La verifica a capacità portante è definita dalla relazione:

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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	51 di 57

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;

γ = peso per unità di volume del terreno di fondazione;

B' = larghezza fondazione equivalente con carico centrato;

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

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

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

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

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

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

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

La pressione massima agente è stata determinata come segue:

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

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.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	52 di 57

	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	57.50	893	1.96	0.90	1.03	1.00	1.00	25.00	2555	1.96	0.83	1.00	1.00	1.00
SLU2	57.50	893	1.86	0.87	1.03	1.00	1.00	25.00	2555	1.86	0.79	1.00	1.00	1.00
SLU3	57.50	893	1.99	0.91	1.03	1.00	1.00	25.00	2555	1.99	0.86	1.00	1.00	1.00
SLU4	57.50	893	1.85	0.88	1.03	1.00	1.00	25.00	2555	1.85	0.81	1.00	1.00	1.00
SLU5	57.50	893	1.85	0.88	1.03	1.00	1.00	25.00	2555	1.85	0.81	1.00	1.00	1.00
SLU6	57.50	893	1.95	0.91	1.03	1.00	1.00	25.00	2555	1.95	0.85	1.00	1.00	1.00
SLU7	57.50	893	1.78	0.86	1.04	1.00	1.00	25.00	2555	1.78	0.79	1.00	1.00	1.00
SLU8	57.50	893	1.91	0.92	1.03	1.00	1.00	25.00	2555	1.91	0.87	1.00	1.00	1.00
SLU9	57.50	893	1.78	0.88	1.03	1.00	1.00	25.00	2555	1.78	0.81	1.00	1.00	1.00
SLU10	57.50	893	1.97	0.95	1.03	1.00	1.00	25.00	2555	1.97	0.93	1.00	1.00	1.00
SLV1	57.50	893	1.67	0.77	1.04	1.00	1.00	25.00	2555	1.67	0.65	1.00	1.00	1.00
SLV2	57.50	893	1.67	0.77	1.04	1.00	1.00	25.00	2555	1.67	0.66	1.00	1.00	1.00
SLV3	57.50	893	1.79	0.81	1.04	1.00	1.00	25.00	2555	1.79	0.70	1.00	1.00	1.00
SLV4	57.50	893	1.78	0.81	1.04	1.00	1.00	25.00	2555	1.78	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.

La falda è stata considerata a quota - 10m dal piano di fondazione.

La tabella riassume i risultati delle verifiche:

	Capacità portante		
	qrd [kPa]	qed [kPa]	FS=qrd/qed [-]
SLU1	190123	412	>100
SLU2	163637	427	>100
SLU3	210260	382	>100
SLU4	170567	406	>100
SLU5	210529	200	>100
SLU6	194449	349	>100
SLU7	147225	386	>100
SLU8	196995	334	>100
SLU9	154262	371	>100
SLU10	221461	183	>100
SLV1	103011	309	>100
SLV2	105353	292	>100
SLV3	125951	310	>100
SLV4	126850	290	>100

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	53 di 57

7.5.2 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;

φ' = 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	26987	1480	18,2
SLU2	26987	1822	14,8
SLU3	27560	1231	22,4
SLU4	27560	1656	16,6
SLU5	14936	624	23,9
SLU6	23475	1123	20,9
SLU7	23475	1621	14,5
SLU8	23761	985	24,1
SLU9	23761	1484	16,0
SLU10	14700	473	31,1
SLV1	15508	1838	8,4
SLV2	14876	1714	8,7
SLV3	15508	1605	9,7
SLV4	14876	1503	9,9

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	54 di 57

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 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

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	55 di 57

		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.

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	56 di 57

DIREZIONE LONGITUDINALE			
	Mstab [KNm]	Mdest [KNm]	FS=Mstab/Mdest [-]
EQU1	132772	-13218	10.04
EQU2	132772	-21973	6.04
EQU3	136563	-12418	11.00
EQU4	136563	-20373	6.70
EQU5	89351	-4462	20.02
EQU6	109503	-14423	7.59
EQU7	109503	-23178	4.72
EQU8	111398	-13865	8.03
EQU9	111398	-21820	5.11
EQU10	87793	-2691	32.62
EQU11	98538	-19861	4.96
EQU12	95544	-17035	5.61
EQU13	98538	-8441	11.67
EQU14	95544	-6823	14.00
		MIN	4.72

DIREZIONE TRASVERSALE			
	Mstab [KNm]	Mstab [KNm]	FS=Mstab/Mdest [KNm]
EQU1	132772	132772	132772
EQU2	132772	132772	132772
EQU3	136563	136563	136563
EQU4	136563	136563	136563
EQU5	89351	89351	89351
EQU6	109503	109503	109503
EQU7	109503	109503	109503
EQU8	111398	111398	111398
EQU9	111398	111398	111398
EQU10	87793	87793	87793
EQU11	98538	98538	98538
EQU12	95544	95544	95544
EQU13	98538	98538	98538
EQU14	95544	95544	95544
		MIN	5.64

VI01 - Viadotto in c.a.p

Relazione di calcolo pile e fondazioni

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
RR0H	01	D13CL	VI0105001	B	57 di 57

8 INCIDENZA ARMATURE

- Elevazione pila: 150 Kg/m³
- Plinto di fondazione: 100 Kg/m³