

COMMITTENTE:



**PROVINCIA  
DI BRESCIA**

# PROVINCIA DI BRESCIA

AREA TECNICA E DELL'AMBIENTE  
SETTORE DELLE STRADE E DEI TRASPORTI



**PROVINCIA  
DI BRESCIA**

## PROGETTO

S.P. 11 "ORZINUOVI - ACQUAFREDDA"

PROGETTO DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL CAVALCAFERROVIA AL KM 16+750 IN  
COMUNE DI VEROLANUOVA.

CUP: H37H20002300002

FASE

DATA

**PROGETTO ESECUTIVO**

Gennaio 2023

PROGETTISTA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE



## GUERINI INGEGNERIA SRL

*Ing. Guerini Alessandro*

Via Italia, 76 C - 25069 Villa Carcina (Brescia)

Tel. 030.8368592-3 - Cell. 348.8867329

[www.gueriniingegneria.it](http://www.gueriniingegneria.it) - [tecnico@gueriniingegneria.it](mailto:tecnico@gueriniingegneria.it)

C.F. e P.IVA 03711710982

Collaboratori:

Arch.I. Mandis Simona

Ing. Valentini Monica

OGGETTO

ELABORATO

**Relazione di calcolo e vulnerabilità  
sismica**

**PE-E01**

SCALA

---

## **LAVORI DI**

MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL CAVALCAFERROVIA AL KM  
16+750 IN COMUNE DI VEROLANUOVA. S.P. 11 "ORZINUOVI - ACQUAFREDDA" -

CUP: H37H20002300002

---

## **RELAZIONE DI CALCOLO**

## Sommario

Sommario .....	2
1 INTRODUZIONE.....	4
2 DESCRIZIONE DEL PONTE ESISTENTE.....	5
2.1 Criteri di calcolo.....	7
3 NORMATIVE E RIFERIMENTI .....	8
3.1 Normative e standard .....	8
4 MATERIALI .....	8
4.1 Materiali strutture esistenti .....	8
4.2 Materiali nuovi interventi .....	8
4.2.1 Acciaio.....	8
4.2.2 Calcestruzzo .....	9
5 MODELLAZIONE.....	11
5.1 Caratteristiche geometriche .....	11
5.1.1 Pilastri pile.....	11
5.1.2 Pulvino pile.....	11
5.1.3 Rompitratta .....	12
5.1.4 Travi CAP con interasse 120cm .....	12
5.1.5 Travi CAP con interasse 80cm .....	13
6 ANALISI DEI CARICHI .....	14
6.1 Soletta in c.a.....	14
6.2 Carichi permanenti portati .....	14
6.3 Azioni variabili da traffico .....	14
6.3.1 Carichi mobili .....	14
6.3.2 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione .....	15
6.4 Azione del vento.....	15
6.4.2 Azione del vento a ponte scarico.....	21
6.4.3 Azione del vento a ponte carico.....	22
6.5 Azioni della temperatura .....	22
6.6 Azioni eccezionali.....	22
6.7 Azioni sismiche.....	24
7 SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE .....	30
7.1 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese .....	30
7.1.1 Stati limite ultimi (SLU).....	31
7.1.2 Stati limite di esercizio (SLE) .....	31

7.1.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione .....	31
7.2	Valutazione della sicurezza.....	34
7.3	Combinazione dei carichi .....	35
7.3.1	Combinazioni SLU e in esercizio .....	37
7.3.2	Combinazioni sismiche .....	37
7.4	Modelli strutturali .....	38
8	RISULTATI DI CALCOLO .....	40
8.1	Analisi modale .....	40
9	ANALISI DEGLI ELEMENTI .....	43
9.1	Sollecitazioni .....	43
9.2	Verifiche elementi.....	44
9.2.1	Verifica pilastri.....	45
9.2.2	Impalcato .....	58
10	INTERVENTI DI RINFORZO .....	59
10.1	Intervento di rinforzo della pila .....	59
10.1.1	Verifiche Stato di Progetto.....	60
10.2	Intervento di rinforzo pulvino .....	62
10.3	Intervento di rinforzo mensole del pulvino .....	63
10.4	Sostituzione della barriera di sicurezza.....	64
10.5	Realizzazione di fine corsa sismici.....	68

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione riguarda gli aspetti statici e sismici relativi al progetto di manutenzione straordinaria del cavalcavia della SP11 (Orzinuovi-Acquafredda) al km. 16+750 nel comune di Verolanuova (BS)

Il manufatto è un viadotto a tre luci isostatiche che scavalca con la campata centrale, di circa 11 m, la linea ferroviaria Brescia – Cremona e con le due luci laterali di circa 8.5m due stradi comunali. Le due pile centrali sono a portale caratterizzate da tre pilastri collegati in sommità da un traverso con funzione di appoggio per le travi prefabbricate che costituiscono l'impalcato. Quest'ultimo, largo complessivamente 10.70m, è caratterizzato da una carreggiata a doppio senso marcia di larghezza 8.70 m e da due cordoli reggi barriera stradale larghi 1m.

Nella figura seguente si evidenzia l'inquadramento territoriale dell'opera nel contesto planimetrico. La posizione del ponte oggetto della presente relazione è evidenziato con un cerchio di colore rosso.



*Inquadramento territoriale dell'opera*

La presente relazione riguarda:

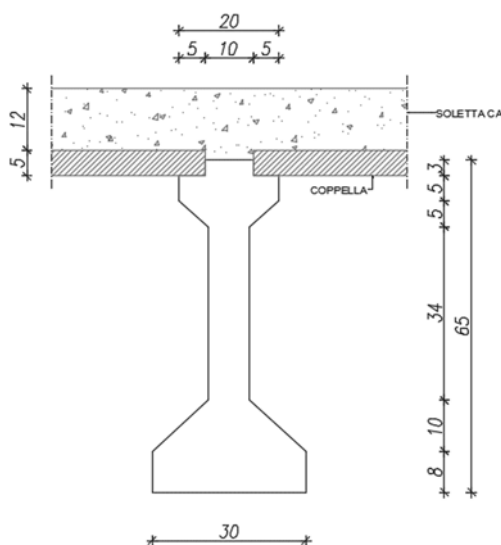
- l'illustrazione delle caratteristiche sismiche del sito e dei dati di input del ponte allo stato attuale
- l'analisi di vulnerabilità del cavalcavia nella situazione attuale
- l'analisi statica e la descrizione degli interventi necessari per l'adeguamento dell'opera alla normativa vigente.

## 2 DESCRIZIONE DEL PONTE ESISTENTE

La struttura del ponte è costituita da tre campate isostatiche. Le luci laterali, di circa 8.50 m, sono costituite da 9 travi in c.a.p. disposte con interasse di 1.20m. La campata centrale (sovrappasso ferroviario) di luce pari a circa 11.00 m è costituita da 13 travi in c.a.p. disposte con interasse di 0.80m.

Le travi sono collaboranti con una soletta con una soletta in calcestruzzo di spessore pari a 12 cm (oltre ai 5cm di coppella con funzione di cassero a perdere).

### Particolare TAS 65/30 precompresso



*Sezione strutturale impalcato*

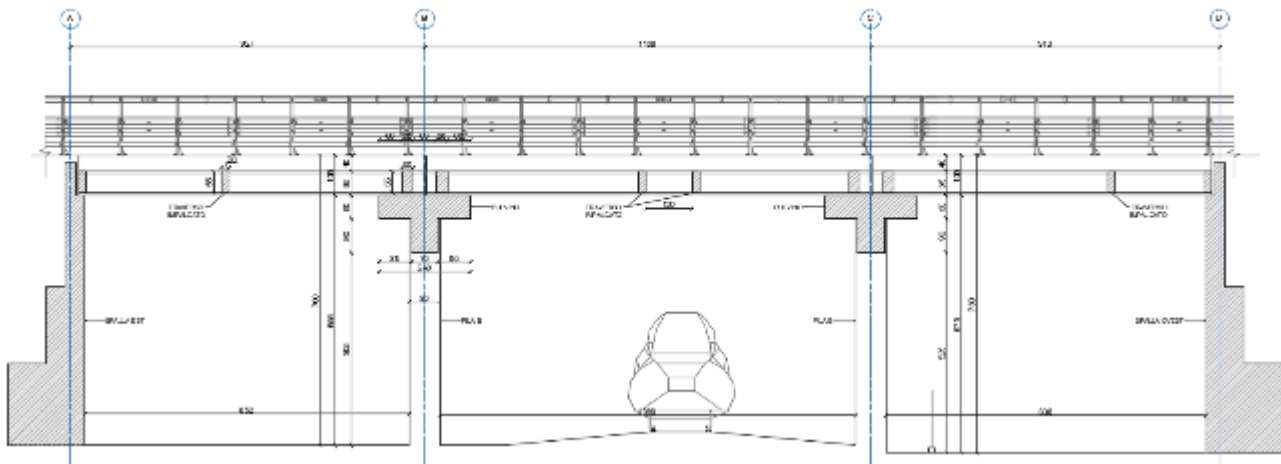
Le due campate laterali di luce inferiore sono caratterizzate da tre travi trasversali gettate in opera. Nella campata centrale invece, di luce superiore, sono presenti quattro rompitratta.

Lo schema statico di ciascuno dei tre impalcati è quello di graticcio di travi in semplice appoggio. Gli appoggi sono di tipo in neoprene su letto di malta e privi di ancoraggi meccanici.

Le pile sono di tipo a portale a 3 fusti di sezione quadrata di sezione 80 x 80 cm disposti ad interasse di 400cm. In sommità sono collegati da un pulvino con sezione a T di altezza pari a 150cm.

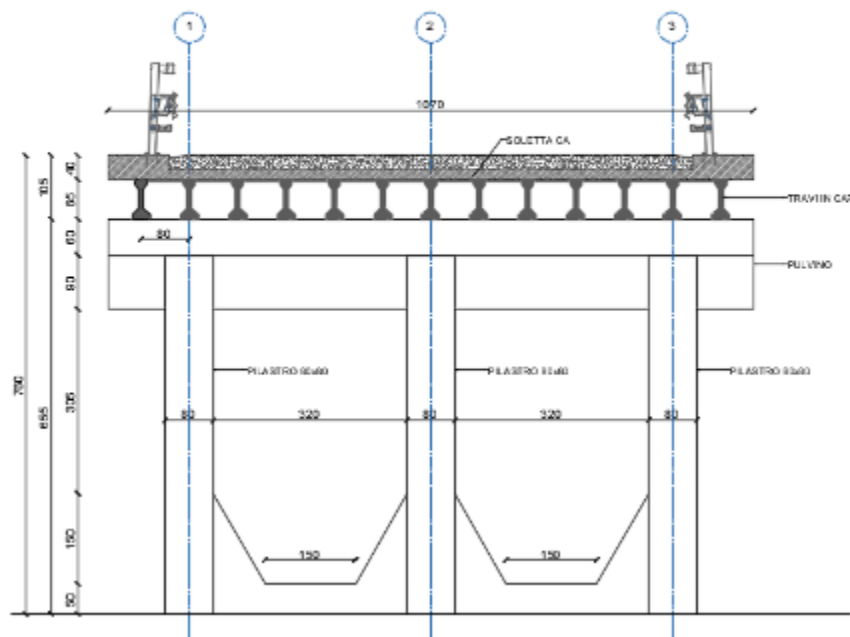
Al fine di meglio descrivere la geometria della struttura di seguito si riportano alcune immagini degli elaborati ricavati dai rilievi in sito.

SEZIONE 1-1 scala 1:50



*Sezione longitudinale*

SEZIONE 2-2 - scala 1:50



*Sezione trasversale \_ campata centrale*

Technical drawing of a bridge cross-section. The drawing shows a central span with two side spans. Key dimensions include a total width of 780, a central span width of 675, and a side span width of 506. The central span has a width of 320 at the top and 150 at the bottom. The side spans have a width of 80 at the top and 150 at the bottom. The drawing also shows the bridge deck, the central pier, and the side piers. Labels include 'SOLETTA CA', 'TRAVI IN C.A.', 'PILASTRO 80x30', and 'PILASTRO 30x30'.

## 2.1 Criteri di calcolo

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 17.01.2018 “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 21.01.2019 n. 7/C.S.LL.PP.).

(§ 2.4.1 “Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica”)

(§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì



serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”)

Coefficiente d'uso CU = 2,0

### **3 NORMATIVE E RIFERIMENTI**

#### **3.1 Normative e standard**

Gli interventi sono progettati con riferimento alla seguente normativa:

- D.M. 17/1/2018: *Nuove Norme tecniche per le costruzioni*
- Circolare 21/01/2019 n.7 *“Istruzioni per l'applicazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018”*

### **4 MATERIALI**

#### **4.1 Materiali strutture esistenti**

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei materiali, sono stati considerati i dati ricavati dalle indagini svolte in sito, le cui risultanze sono riportate nel “Rapporto tecnico di prova” a cura della P&P in data Agosto 2021.

In particolare si è considerato:

- per tutte le strutture in opera (pile, pulvino e spalle) si è assunto un calcestruzzo di caratteristiche C25/30
- per le travi dell'impalcato si è assunto un calcestruzzo di caratteristiche C40/50
- per la soletta dell'impalcato si è assunto un calcestruzzo di caratteristiche C25/30

I valori assunti derivano da prove sperimentali in sito diffuse, dalle quali si sono assunti i valori minimi. Si considera pertanto un livello di confidenza LC=3 con fattore pari a 1 sui parametri di resistenza dei materiali.

#### **4.2 Materiali nuovi interventi**

##### **4.2.1 Acciaio**

Per l'acciaio da carpenteria si assume il seguente peso per unità di volume: Acciaio = 78,50 kN/m<sup>3</sup>

##### **4.2.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.**

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

Per  $\phi < 26$  mm

- Tensione caratteristica di snervamento  $f_{yk} > 4.500 \text{ daN / cm}^2$

- Tensione caratteristica di rottura  $f_{tk} > 5.400 \text{ daN / cm}^2$

Le tensioni di design risultano:

Per lo S.L.U.  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4500}{1.15} = 3.913 \text{ daN/cm}^2$

Per lo S.L.E.  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4500}{1.25} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$

#### 4.2.2 Calcestruzzo

##### 4.2.2.1 Premessa

Di seguito si riportano le caratteristiche e le proprietà meccaniche principali (indipendenti dalla sezione dell'elemento strutturale) definite in accordo alla normativa di riferimento (NTC2018). Per il calcestruzzo si assume il seguente peso per unità di volume:  $\gamma_{CLS} = 25,00 \text{ kN/m}^3$ .

Di seguito vengono elencati i materiali usati nel modello:

##### Dati generali

ID	= numero identificativo del materiale
E	= modulo di Elasticità
v	= coefficiente di Poisson
G	= modulo di Elasticità Tangenziale
Ps	= peso specifico
$\alpha$	= coefficiente di Dilatazione Termica
$f_{yk}$	= tensione caratteristica di snervamento
$f_u$	= resistenza ultima a trazione
$\epsilon_{ud}$	= deformazione ultima
$\gamma_{M,c}$	= coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per compressione
$\gamma_{M,t}$	= coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per trazione
$\gamma_M$	= coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU
$\gamma_{M,ecc}$	= coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per situazioni eccezionali

##### Dati specifici per calcestruzzo

$R_{ck}$	= resistenza caratteristica cubica di compressione del calcestruzzo
$f_{ck}$	= resistenza caratteristica cilindrica di compressione del calcestruzzo
$f_{ctk}$	= resistenza caratteristica di trazione del calcestruzzo
$f_{ctm}$	= resistenza media di trazione del calcestruzzo
$f_{tc,eff}$	= resistenza media di trazione efficace del calcestruzzo al momento in cui si suppone l'insorgere delle prime fessure
$\gamma_c$	= coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per compressione del calcestruzzo

$\alpha_{cc}$  = coefficiente riduttivo per la resistenza a compressione di lunga durata

$\alpha_{ct}$  = coefficiente riduttivo per la resistenza a trazione di lunga durata

Dati specifici per acciaio da carpenteria

$f_y$  = tensione di snervamento acciaio per spessori minori o uguali a 40 mm

$f_{y1}$  = tensione di snervamento acciaio per spessori maggiori di 40 mm

$\gamma_{M0,c}$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per compressione per acciaio da carpenteria (per il D.M. 14/09/2005 corrisponde a  $\gamma_M$ )

$\gamma_{M0,t}$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per trazione per acciaio da carpenteria

$\gamma_{M1}$  = coeff. parziale materiale per la resistenza a SLU per acciaio da carpenteria per verifiche di instabilità (per il D.M. 14/09/2005 corrisponde a  $\gamma_M$ )

4.2.2.2 Calcestruzzo

**Cls C32/40**

Proprietà reologiche:

$E = 33643 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\nu = 0.200$

$G = 15292 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$P_s = 2.5e-005 \text{ (N/mm}^3\text{)}$

$\alpha = 1e-005 \text{ (1/}^\circ\text{C)}$

Parametri di verifica:

$\gamma_{M,c} = 1.5$

$\gamma_{M,t} = 1.5$

$\gamma_{M,ecc} = 1$

$R_{ck} = 4 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$f_{ck} = 32 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$f_{ctk} = 2.2 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$\alpha_{cc} = 0.85$

$\alpha_{ct} = 1$

$GrpEsig = a$

Valori di progetto

$F_{cd} = 18.1 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

$F_{ctd} = 1.25 \text{ (N/mm}^2\text{)}$

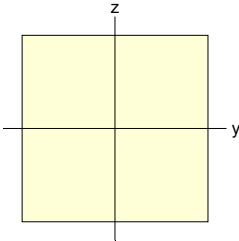
## 5 MODELLAZIONE

Nella modellazione ad elementi finiti l'impalcato viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, quali le travi principali ed i traversi. Le travi principali, in c.a.p., collaboranti con la soletta in calcestruzzo di 12cm, sono state modellate come sezione composta. Al fine di tenere in considerazione l'inerzia trasversale la soletta trasversale è stata modellata con elementi beam di larghezza unitaria.

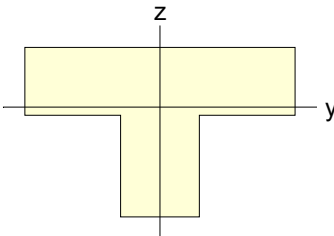
### 5.1 Caratteristiche geometriche

Si riportano di seguito le caratteristiche delle sezioni utilizzate per la modellazione della struttura esistente.

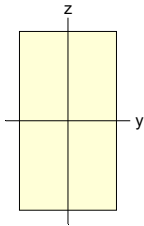
#### 5.1.1 Pilastrini pile

				
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{sy} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{sz} \text{ (cm}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (cm)}$	$z \text{ (-) (cm)}$
6400.000	5333.333	5333.333	40.000	40.000
$I_{xx} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (cm}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (cm)}$	$y \text{ (-) (cm)}$
5760000.000	3413333.333	3413333.333	40.000	40.000

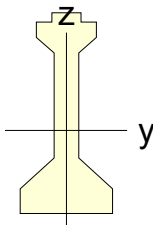
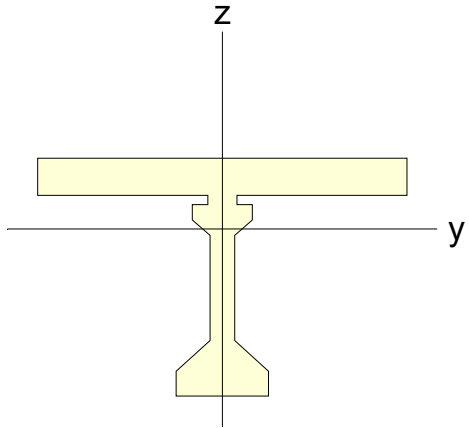
#### 5.1.2 Pulvino pile

				
$A \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{sy} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{sz} \text{ (cm}^2\text{)}$	$z \text{ (+) (cm)}$	$z \text{ (-) (cm)}$
20700.000	12000.000	10500.000	52.826	97.174
$I_{xx} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{yy} \text{ (cm}^4\text{)}$	$I_{zz} \text{ (cm}^4\text{)}$	$y \text{ (+) (cm)}$	$y \text{ (-) (cm)}$
27709901.160	33224673.913	71692500.000	120.000	120.000

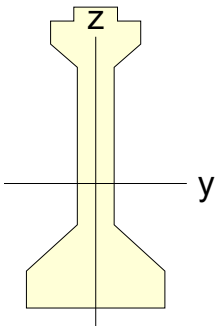
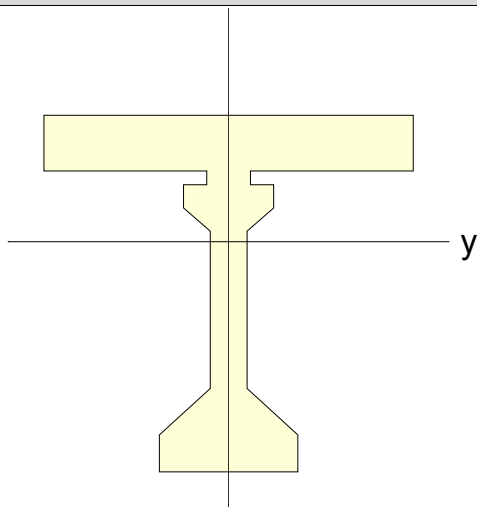
### 5.1.3 Rompitratte

				
A (cm <sup>2</sup> )	Asy (cm <sup>2</sup> )	Asz (cm <sup>2</sup> )	z (+) (cm)	z (-) (cm)
1650.000	1375.000	1375.000	27.500	27.500
Ixx (cm <sup>4</sup> )	Iyy (cm <sup>4</sup> )	Izz (cm <sup>4</sup> )	y (+) (cm)	y (-) (cm)
326154.750	415937.500	123750.000	15.000	15.000

### 5.1.4 Travi CAP con interasse 120cm

Before Composite					After Composite				
									
A (cm <sup>2</sup> )	Asy (cm <sup>2</sup> )	Asz (cm <sup>2</sup> )	z (+) (cm)	z (-) (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	Asy (cm <sup>2</sup> )	Asz (cm <sup>2</sup> )	z (+) (cm)	z (-) (cm)
896.750	522.413	496.532	38.071	26.929	2336.750	1269.180	581.534	22.913	54.087
Ixx (cm <sup>4</sup> )	Iyy (cm <sup>4</sup> )	Izz (cm <sup>4</sup> )	y (+) (cm)	y (-) (cm)	Ixx (cm <sup>4</sup> )	Iyy (cm <sup>4</sup> )	Izz (cm <sup>4</sup> )	y (+) (cm)	y (-) (cm)
37965.200	410434.000	31658.800	15.000	15.000	109528.000	1501030.000	1759660.000	60.000	60.000
-	-	-	-	-	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

### 5.1.5 Travi CAP con interasse 80cm

Before Composite					After Composite				
									
A (cm <sup>2</sup> )	As <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>z</sub> (cm <sup>2</sup> )	z (+) (cm)	z (-) (cm)	A (cm <sup>2</sup> )	As <sub>y</sub> (cm <sup>2</sup> )	As <sub>z</sub> (cm <sup>2</sup> )	z (+) (cm)	z (-) (cm)
896.750	522.413	496.532	38.071	26.929	1856.750	924.918	604.788	27.285	49.715
I <sub>xx</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	y (+) (cm)	y (-) (cm)	I <sub>xx</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>yy</sub> (cm <sup>4</sup> )	I <sub>zz</sub> (cm <sup>4</sup> )	y (+) (cm)	y (-) (cm)
37965.200	410434.000	31658.800	15.000	15.000	86431.700	1322480.000	543659.000	40.000	40.000
-	-	-	-	-	Es/Ec	Gs/Gc	Ds/Dc	Ps	Pc
-	-	-	-	-	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



Il numero delle colonne di carichi mobili da considerare nel calcolo è quello massimo compatibile con la larghezza della superficie carrabile, tenuto conto che la larghezza di ingombro convenzionale è stabilita per ciascuna corsia in 3,00 m.

Posizione	Carico Asse Q <sub>ik</sub> [kN]	q <sub>ik</sub> [kN/mq]
Corsia numero 1	300	9.00
Corsia numero 2	200	2.50
Corsia numero 3	100	2.50

Si precisa che secondo il D.M. 17 gennaio 2018 i carichi mobili includono gli effetti dinamici per pavimentazioni di media rugosità.

### 6.3.2 Azione longitudinale di frenamento o di accelerazione

La forza di frenamento o di accelerazione  $q_3$  è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n. 1 ed è uguale a

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0,6 (2Q_{1k}) + 0,10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

essendo  $w_1$  la larghezza della corsia e  $L$  la lunghezza della zona caricata. La forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia, è assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata e include gli effetti di interazione.

## 6.4 Azione del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 del DM 17/01/2018. Detta azione è assimilata ad un carico orizzontale statico, diretto ortogonalmente all'asse del ponte e agente sulla proiezione nel piano verticale delle superfici direttamente investite. In caso di ponte carico, la superficie dei veicoli transitanti sul ponte esposta al vento si assimila ad una parete rettangolare continua dell'altezza di 3,00 m a partire dal piano stradale.

### 6.4.1.1 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento  $v_r = v_b \cdot c_r$  è il valore della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (tabella 3.3.II NTC 2028) mediata su 10 minuti e riferita al periodo di ritorno di 50 anni. La velocità di riferimento  $v_b$  è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b0} \cdot c_a \quad a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b0} \cdot \left[ 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \right] \quad a_s \leq a_0$$

Dove:

$v_{b0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare, assegnata nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione (Fig. 3.3.1)



$a_0$ ,  $k_s$  sono parametri forniti dalla Tab. 3.3.I

$a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32

Tab. 3.3.I del DM.17/01/2019

Nel caso specifico:

ZONA	1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)
CLASSE DI RUGOSITÀ DEL TERRENO	C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.
$a_s$ (altitudine sul livello del mare)	850 [m]
$T_r$ (tempo di ritorno)	100 [anni]
Categoria di esposizione	IV

Data la collocazione della struttura risulta:

$$v_b = v_{b0} \cdot c_a = 25 \text{ m/s}$$

Avendo considerato un tempo di ritorno  $T_r = 100 \text{ anni}$ , è possibile ricavare il coefficiente di ritorno  $c_r$  con la seguente espressione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_r} \right) \right]} = 1.04$$

Si ottiene quindi che  $v_r = v_b \cdot c_r = 26 \text{ m/s}$

#### 6.4.1.2 Pressione di riferimento

Per il calcolo della pressione cinetica di riferimento  $q_r$  (in kN/m<sup>2</sup>) è stata utilizzata l'espressione 3.3.4 delle Norme Tecniche 2018:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 = 422 \text{ N/m}^2$$

Dove:

$v_b$       velocità di riferimento del vento [m/s]

$\rho$       densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m<sup>3</sup>

#### 6.4.1.3 Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengono in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo della costruzione non maggiore di  $z = 200$  m, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)] \text{ per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}$$

Dove

$k_r, z_0, z_{min}$       sono assegnati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione

$c_t$       è il coefficiente di topografia

**Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione**

Categoria di esposizione del sito	$K_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

*Tab. 3.3.II del DM.17/01/2019*

La categoria di esposizione si ricava dalla figura 3.3.2 in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la costruzione e della classe di rugosità del terreno definita in tabella 3.3.III.

Tab. 3.3.III - *Classi di rugosità del terreno*

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Tab. 3.3.III del DM.17/01/2019

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

Tab. 3.3.III del DM.17/01/2019

Nel caso in oggetto si ricava:

- classe di rugosità del terreno = C
- categoria di esposizione = III

Si ottiene:

$$k_r = 0.20$$

$$z_0 = 0.10 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5 \text{ m}$$

Nel caso in oggetto l'altezza  $z$  degli impalcati dal suolo è maggiore di  $z_{min} = 5 \text{ m}$  sia nel caso di ponte scarico che di ponte carico.

**Ponte scarico**

Altezza investita	1.05
Quota di riferimento	7.6
rapporto $d/h_{TOT}$	0
Coeff. di esposizione	1.96

**Ponte carico**

Altezza investita	4.05
Quota di riferimento	9.1
rapporto $d/h_{TOT}$	0
Coeff. di esposizione	2.08

## 6.4.1.4 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare del 21/01/2019 “Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 17/01/2018” (par. C3.3.10.4), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave,  $\varphi=1$ , si determina il coefficiente aerodinamico per l'impalcato:

$$c_p = 2.4 - \varphi = 1.40$$

## 6.4.1.5 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione 3.3.2 delle Norme Tecniche 2018:

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

Dove:

$q_r$  pressione cinetica di riferimento

$c_e$  coefficiente di esposizione

$c_p$  coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico)

$c_d$  coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificati dovuti alle vibrazioni strutturali; viene assunto pari ad 1 per le tipologie strutturali ordinarie.

La pressione del vento a ponte scarico risulta quindi:

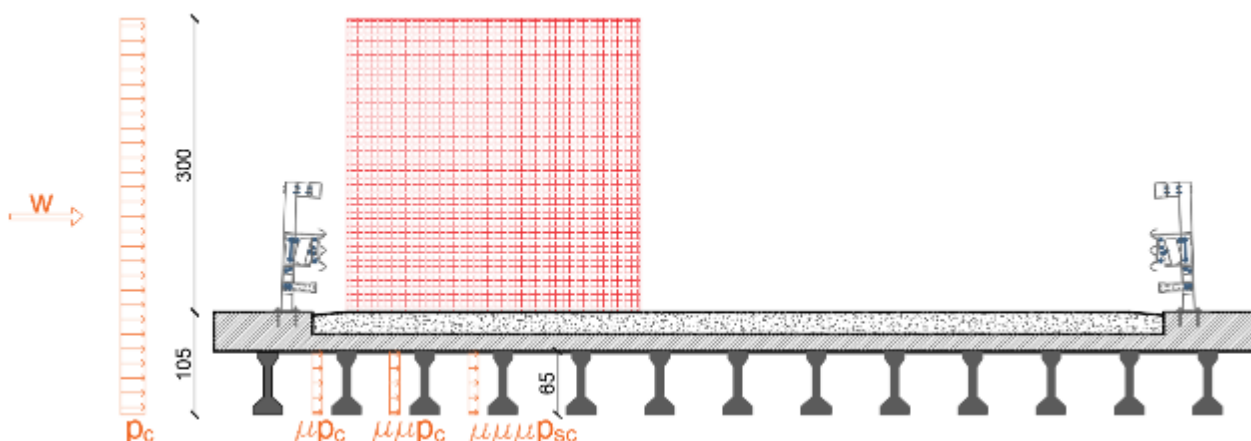
$$p_{sc} = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.422 \times 1.96 \times 1.40 \times 1.00 = 1.16 \text{ kN/m}^2$$

La pressione del vento a ponte carico risulta quindi:

$$p_c = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0.422 \times 2.08 \times 1.40 \times 1.00 = 1.23 \text{ kN/m}^2$$



### 6.4.3 Azione del vento a ponte carico



Carico lineare trave di bordo:

$$q_c = 1.23 \text{ kN/m}^2 \times 4.05 \text{ m} = 4.98 \text{ kN/m}$$

$$m_c = 4.98 \text{ kN/m} \times 1.70 \text{ m} = 8.5 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

Carico lineare trave 2:

$$q_c = 1.23 \text{ kN/m}^2 \times 0.2 \times 4.05 \text{ m} = 0.99 \text{ kN/m}$$

Carico lineare trave 3:

$$q_c = 1.23 \text{ kN/m}^2 \times 0.2 \times 0.2 \times 4.05 \text{ m} = 0.2 \text{ kN/m}$$

### 6.5 Azioni della temperatura

Nel caso in cui la temperatura non costituisca azione fondamentale per la sicurezza o per la efficienza funzionale della struttura è consentito tener conto, per gli edifici, della sola componente  $\Delta T$ , ricavandola direttamente dalla Tab. 3.5.II.

Tab. 3.5.II – Valori di  $\Delta T_u$  per gli edifici

Tipo di struttura	$\Delta T_u$
Strutture in c.a. e c.a.p. esposte	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in c.a. e c.a.p. protette	$\pm 10 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio esposte	$\pm 25 \text{ }^\circ\text{C}$
Strutture in acciaio protette	$\pm 15 \text{ }^\circ\text{C}$

### 6.6 Azioni eccezionali

Nel presente paragrafo si riportano i criteri di verifica delle sottostrutture in presenza dell'azione eccezionale legata agli urti da traffico ferroviario sulle spalle del cavalcaferrovia in esame.

All'occorrenza di un deragliamento può infatti verificarsi il rischio di collisione fra i veicoli deragliati e le strutture adiacenti la ferrovia. Queste ultime dovranno essere progettate in modo da resistere alle azioni conseguenti ad una tale evenienza.



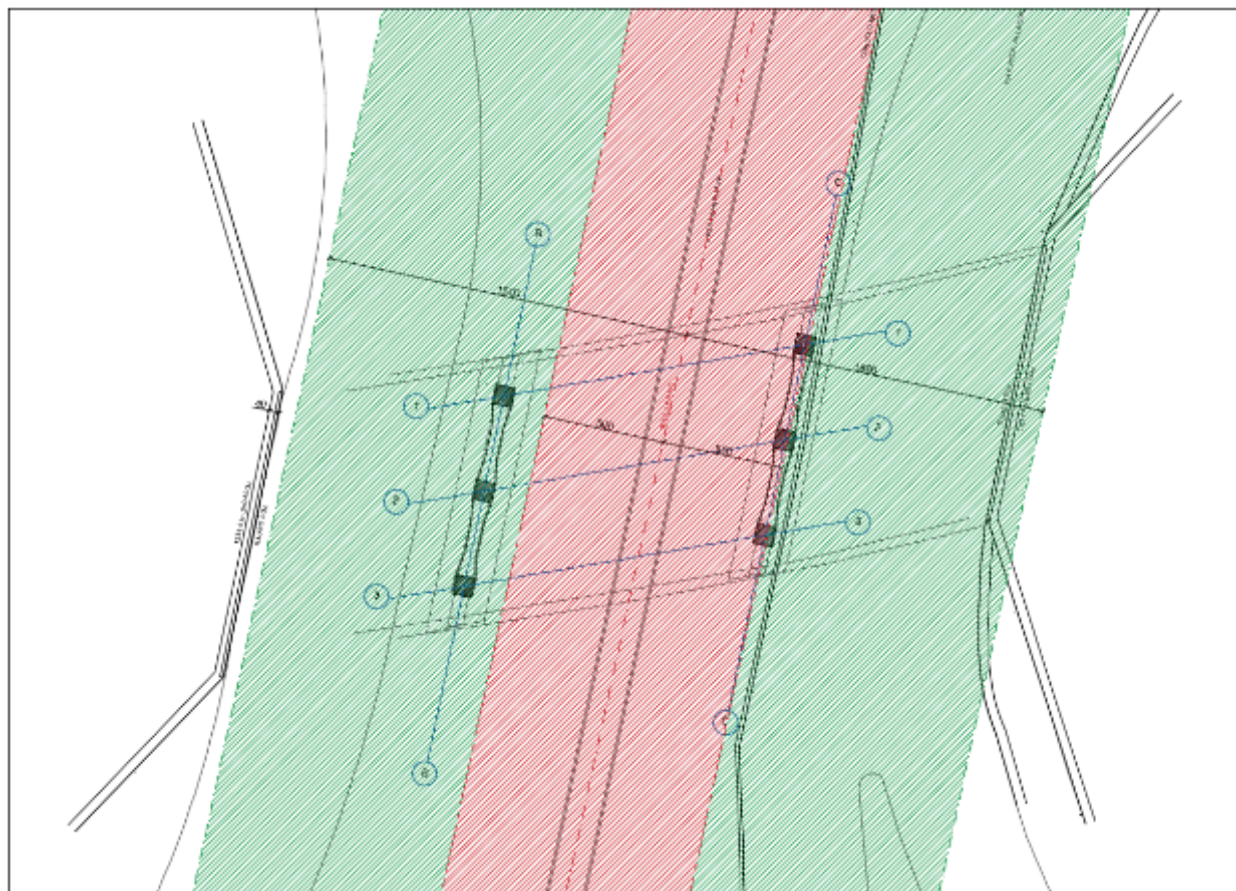
Dette azioni devono determinarsi sulla base di una specifica analisi di rischio, tenendo conto della presenza di eventuali elementi protettivi o sacrificali (respingenti) ovvero di condizioni di impianto che possano ridurre il rischio di accadimento dell'evento (marciapiedi, controrotaie, ecc.).

In mancanza di specifiche analisi di rischio, in accordo con NTC & 3.6.3.4, possono assumersi le seguenti azioni statiche equivalenti, in funzione della distanza  $d$  degli elementi esposti dall'asse del binario:

- $d \leq 5$  m:
  - 4000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 1500 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.
- $5 \text{ m} < d \leq 15$  m:
  - 2000 kN in direzione parallela alla direzione di marcia dei convogli ferroviari;
  - 750 kN in direzione perpendicolare alla direzione di marcia dei convogli ferroviari.
- 2.  $d > 15$  m:
  - Pari a zero in entrambe le direzioni.

Queste forze dovranno essere applicate a 1,80 m dal piano del ferro e non dovranno essere considerate agenti simultaneamente.

Di seguito si riporta la planimetria del ponte in cui sono state evidenziate le distanze dall'asse del binario delle strutture verticali.



*Planimetria distanze asse binario*



Con il colore rosso è evidenziata la fascia con  $d \leq 5$  m mentre in verde la fascia con  $5 \text{ m} < d \leq 15$  m.

## **6.7 Azioni sismiche**

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione, che costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Nel presente progetto è stata verificata la combinazione di carico sismica con riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) e allo stato limite di danno (SLD).

### **6.7.1.1 Vita nominale**

La vita nominale di un’opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel caso in oggetto, l’opera ricade all’interno del tipo di costruzione: “Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica” (paragrafo 2.4 delle ‘Nuove Norme tecniche per le costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018”). La vita nominale si assume pertanto pari a  $V_N = 100$  anni.

### **6.7.1.2 Classe d’uso**

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso. Nel caso in oggetto si fa riferimento alla Classe IV.

Il coefficiente d’uso si assume pertanto pari a  $C_U = 2,0$ .

### **6.7.1.3 Periodo di riferimento per l’azione sismica**

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d’uso  $C_U$ . Tale coefficiente è funzione della classe d’uso.

$$V_R = V_N \times C_U = 100 \text{ anni} \times 2 = 200 \text{ anni}$$

### **6.7.1.4 Stati limite e relative probabilità di superamento**

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite ultimi sono:

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I D.M. 17/01/18.

Qualora la protezione nei confronti degli stati limite di esercizio sia di prioritaria importanza, i valori di  $P_{VR}$  forniti in tabella devono essere ridotti in funzione del grado di protezione che si vuole raggiungere.

**Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato**

Stati Limite	$P_{VR}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

#### 6.7.1.5 Parametri di progetto

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle NTC, dalle accelerazioni  $a_g$  e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste dalle NTC sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei tre parametri:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima del terreno;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

- $T_C^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale

Per ciascun nodo del reticolo di riferimento e per ciascuno dei periodi di ritorno  $T_R$  considerati dalla pericolosità sismica, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50esimo percentile ed attribuendo ad:

$a_g$  il valore previsto dalla pericolosità sismica;

$F_0$  e  $T_C^*$  i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione, velocità e spostamento previste dalle NTC scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla pericolosità sismica.

Le forme spettrali previste dalle NTC sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento.

A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento  $V_R$  della costruzione;
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento  $P_{VR}$  associate agli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

A tal fine è conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento  $V_R$ , i due parametri  $T_R$  e  $P_{VR}$  sono immediatamente esprimibili, l'uno in funzione dell'altro, mediante l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

I valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_C^*$  relativi alla pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento sono forniti nelle tabelle riportate nell'ALLEGATO B delle NTC.

Tipo costruzione (Art. 2.4.1) Tipo 3 ( $V_n \geq 100$  anni) Classe d'uso (Art. 2.4.2) Classe IV

Vita Nominale di progetto  $V_n$  (anni): 100.

Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $VR = V_n \cdot C_u = 100.00 \cdot 2.00 = 200.00$  anni

Pvr % (Art. 3.2.1)

SLO	81.00
SLD	63.00
SLV	10.00
SLC	5.00

Periodo di ritorno  $T_r$  (anni)

SLO	120.43
SLD	201.16
SLV	1898.24
SLC	2475.00

Posizione del sito

Comune: Verolanuova - (BS)

☒ Longitudine 10.0780

☐ Latitudine 45.3260

Cerca con Google Map

☐ Isola: Sardegna

Nodi intorno al sito

ID	Longitudine	Latitudine	Dist. sito (Km)
12939	10.0790	45.3370	1.2268
12938	10.0080	45.3350	5.5680
13160	10.0110	45.2850	6.9521
13161	10.0820	45.2870	4.3520

Parametri di pericolosità sismica

	$a_g$ (g/10)	$F_0$ (adim)	$TC^*$ (sec)
SLO	0.65534888	2.47616546	0.26534164
SLD	0.81926542	2.46520791	0.27273955
SLV	1.91538591	2.44851730	0.29168233
SLC	2.09984977	2.45176214	0.29236371

Ricalcola > Ok e avanti > Annulla e avanti > ?

N.B. Dal valore tabellato, per ottenere  $a_g$  in (g), dividerlo per 10; per ottenerlo in  $m/sec^2$ , moltiplicarlo per 0.9806

#### 6.7.1.6 Classificazione sismica del terreno

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, in accordo con le NTC, si fa riferimento all'approccio semplificato che si basa sulla individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

Dai dati disponibili il terreno in sito può essere classificato come tipo C.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

#### 6.7.1.7 Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione (Tab. 3.2.III):

#### Categoria topografica T1

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

#### 6.7.1.8 Spettro di risposta elastico in accelerazione

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima  $a_g$  su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di  $a_g$  variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ .

#### 6.7.1.9 Spettro di progetto

Di seguito si riportano i dati utilizzati per la determinazione degli spettri di progetto una volta definita la categoria di sottosuolo e la categoria topografica.

Parametri sismici
×

Categoria di sottosuolo (Art. 3.2.2)
C

Categoria topografica (Art. 3.2.2)
T1

Rapporto h/H altezza pendio:
1.00

Coeff. amplif. topografica St:
1.00

Coeff. smorzamento (%)
5.00
=>  $\eta = 1.000$

Parametri spettri orizzontali e Fv

	S	TB	TC	TD	Fv	Cc	Ss
SLO	1.500	0.144	0.432	1.862	0.856	1.627	1.500
SLD	1.500	0.147	0.440	1.928	0.953	1.612	1.500
SLV	1.419	0.153	0.460	2.366	1.447	1.577	1.419
SLC	1.391	0.154	0.461	2.440	1.517	1.576	1.391

Ricalcola =>

Parametri spettri verticali

Ss	TB	TC	TD
1.000	0.050	0.150	1.000

Tipo comportamento

☐ Non dissipativo
☒ Dissipativo

Classe di duttilità

☐ Alta (CD'A')
☒ Media (CD'B')

Fattori di comportamento q (par. 7.3 NTC)

	SLO	SLD	SLV	SLC
Direz. X1	1.000	1.500	1.500	1.500
Direz. Y1	1.000	1.500	2.500	1.500
Direz. Z	1.000	1.500	1.500	1.500

Calcola q per SLV

Calcola q per SLV

Regolarità edificio

☐ In pianta
☐ In altezza

Ok e avanti >

Annulla e avanti >

?

< Indietro

### Parametri sismici per la determinazione degli spettri di progetto

Di seguito si riportano i grafici dello spettro, sia componente verticale che orizzontale, riferite ai diversi stati limiti.



*Spettri di risposta di progetto*

## 7 SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE

In questo capitolo vengono analizzati i criteri di verifica di sicurezza nei confronti delle azioni descritte nel capitolo precedente e l'applicazione di esse ai modelli strutturali.

### 7.1 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme del D.M. 17/01/18

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, secondo quanto stabilito nel D.M. 17/01/18, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

### 7.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

I principali Stati Limite Ultimi, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme

### 7.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

I principali Stati Limite di Esercizio, di cui al § 5.1, sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

### 7.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

La verifica è condotta in accordo alla CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n. 7, "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

#### Calcolo dell'ampiezza delle fessure

L'ampiezza caratteristica di verifica delle fessure,  $w_k$  può essere calcolata con l'espressione:

$$w_k = 1,7 \, \epsilon_{sm} A_{sm} \quad [C4.1.5 \text{ e } 4.1.14]$$

dove:

$\epsilon_{sm}$  è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura;

$A_{sm}$  è la distanza media tra le fessure.

La deformazione unitaria media delle barre  $\epsilon_{sm}$  può essere calcolata con l'espressione:

$$\epsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_1 \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \quad [C4.1.6]$$



in cui:

$\sigma_s$  è la tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;

$\alpha_e$  è il rapporto  $E_s/E_{cm}$ ;

$\rho_{eff}$  è pari a  $A_s/A_{e,eff}$

$A_{e,eff}$  è l'area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura, di altezza  $h_{c,eff}$ , dove  $h_{c,eff}$  è il valore minore tra  $2,5(h-d)$ ,  $(h-x)/3$  o  $h/2$  (vedere Figura C4.1.10); nel caso di elementi in trazione, in cui esistono due aree efficaci, l'una all'estradosso e l'altra all'intradosso, entrambe le aree vanno considerate separatamente;

$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico e vale:

$k_t = 0,6$  per carichi di breve durata,

$k_t = 0,4$  per carichi di lunga durata.

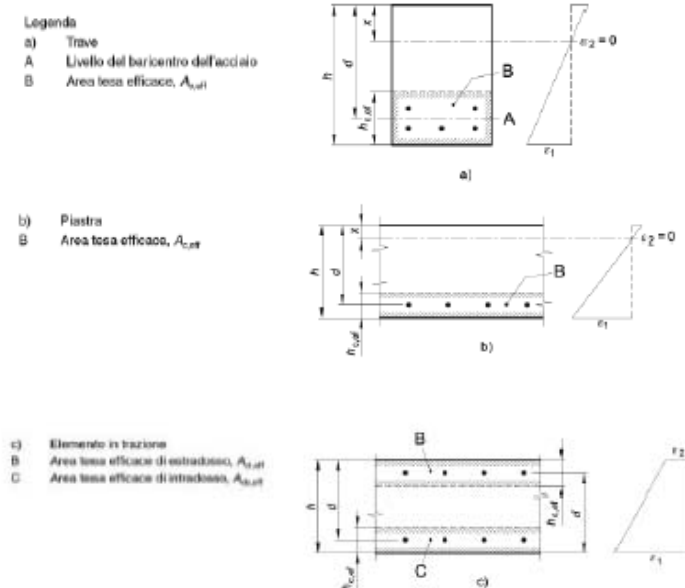


Figura C4.1.10- Area tesa efficace. Casi tipici

Nei casi in cui l'armatura sia disposta con una spaziatura non superiore a  $5(c + \phi/2)$  (vedi Figura C4.1.11), la distanza media tra le fessure,  $\Delta_{sm}$ , può essere valutata con l'espressione:

$$\Delta_{sm} = (k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}) / 1,7 \quad [C4.1.7]$$

in cui:

$\phi$  è il diametro delle barre. Se nella sezione considerata sono impiegate barre di diametro diverso, si raccomanda di adottare un opportuno diametro equivalente,  $\phi_{eq}$ . Se  $n_1$  è il numero di barre di diametro  $\phi_1$  ed  $n_2$  è il numero di barre di diametro  $\phi_2$ , si raccomanda di utilizzare l'espressione seguente:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} \quad [C4.1.8]$$

$c$  è il ricoprimento dell'armatura;

$k_1 = 0,8$  per barre ad aderenza migliorata,

$= 1,6$  per barre lisce;

$k_2 = 0,5$  nel caso di flessione,

$= 1,0$  nel caso di trazione semplice.

In caso di trazione eccentrica, o per singole parti di sezione, si raccomanda di utilizzare valori intermedi di  $k_2$ , che possono essere calcolati con la relazione:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2\varepsilon_1 \quad [C4.1.9]$$

in cui  $\varepsilon_1$  ed  $\varepsilon_2$  sono rispettivamente la più grande e la più piccola deformazione di trazione alle estremità della sezione considerata, calcolate considerando la sezione fessurata.

$$k_3 = 3,4$$

$$k_4 = 0,425.$$

Nelle zone in cui l'armatura è disposta con una spaziatura superiore a  $5(c + \phi/2)$  (vedi Figura C4.1.11), per la parte di estensione  $5(c + \phi/2)$  nell'intorno delle barre la distanza media tra le fessure,  $\Delta_{sm}$ , può essere valutata ancora con l'espressione C4.1.7:

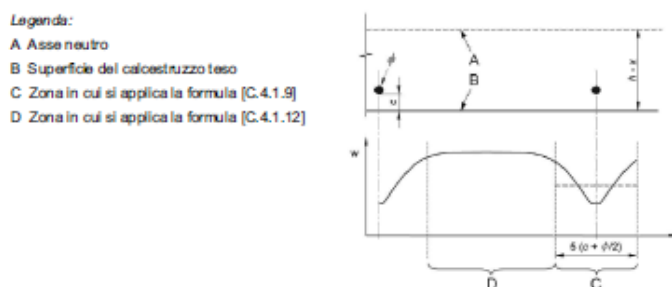
Nella parte rimanente la distanza media tra le fessure,  $\Delta_{sm}$ , può, invece, essere valutata con l'espressione:

$$\Delta\sigma\mu = 0,75 (h - x) \quad [C4.1.10]$$

in cui:

$h$  ed  $x$  sono definite in Figura C4.1.10;

$(h - x)$  è la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.



**Figura C4.1.11**– Ampiezza delle fessure,  $w$ , in funzione della posizione rispetto alle barre di armatura

#### Verifica della fessurazione senza calcolo diretto

La verifica dell'ampiezza di fessurazione per via indiretta può riferirsi ai limiti di tensione nell'acciaio d'armatura definiti nelle Tabelle C4.1.II e C4.1.III. La tensione  $\sigma_s$  è quella nell'acciaio d'armatura prossimo al lembo teso della sezione calcolata nella sezione parzializzata per la combinazione di carico pertinente (v. Tabella 4.1.IV delle NTC). Per le armature di pretensione aderenti la tensione  $\sigma_s$  si riferisce all'escursione oltre la decompressione del calcestruzzo. Per le sezioni precomprese a cavi post-tesi si fa riferimento all'armatura ordinaria aggiuntiva.

**Tabella C4.1.II** *Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Diametro massimo $\phi$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

**Tabella C4.1.III** *Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione*

Tensione nell'acciaio $\sigma_s$ [MPa]	Spaziatura massima $s$ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

## 7.2 Valutazione della sicurezza

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Nel seguito sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità.

Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici,  $R_k$  e  $F_{kj}$  definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. In genere, i frattili sono assunti pari al 5%. Per le grandezze con piccoli coefficienti di variazione, ovvero per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare frattili al 50% (valori mediani).

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il "metodo dei coefficienti parziali" di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

$R_d$  è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

$E_d$  è il valore di progetto dell'effetto delle azioni.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si esprime controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

### 7.3 Combinazione dei carichi

Si applicano le combinazioni di carico del DM 14. 01 .2008. Ai fini della determinazione dei valori caratteristici delle azioni dovute al traffico, si dovranno considerare, generalmente, le combinazioni riportate in Tab. 5.1.IV. A causa della natura dell'opera, i gruppi di azioni da prendere in esame risultano esclusivamente i gruppi 1, 2a e 2b.

Tab. 5.1.IV – Valori caratteristici delle azioni dovute al traffico

Gruppo di azioni	Carichi sulla superficie carrabile					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili non sormontabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	Modello principale (schemi di carico 1, 2, 3, 4 e 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura	Forza centrifuga	Carico uniformemente distribuito
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione 2,5kN/m <sup>2</sup>
2a	Valore frequente			Valore caratteristico		
2b	Valore frequente				Valore caratteristico	
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>			Schema di carico 5 con valore caratteristico 5,0kN/m <sup>2</sup>
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale				
(*) Ponti pedonali						
(**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)						
(***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali						

La Tab. 5.1.V fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

I valori dei coefficienti  $\psi_{0j}$ ,  $\psi_{1j}$ ,  $\psi_{2j}$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 5.1.VI.

**Tab. 5.1.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU**

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti $g_1$ e $g_3$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90 1,10	1,00 1,35	1,00 1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> $g_2$	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_Q$	0,00 1,35	0,00 1,35	0,00 1,15
Azioni variabili	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00 1,50	0,00 1,50	0,00 1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90 1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 1,00 <sup>(4)</sup>	1,00 1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli sfavorevoli	$\gamma_{e2}$ , $\gamma_{e3}$ , $\gamma_{e4}$	0,00 1,20	0,00 1,20	0,00 1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

**Tab. 5.1.VI – Coefficienti  $\psi$  per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali**

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequent)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanent)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

### 7.3.1 Combinazioni SLU e in esercizio

In accordo al § 2.5.3 del D.M. 17/01/18 “Combinazioni delle azioni”, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (S.L.U.):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (S.L.E.) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine (S.L.E.):

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$  (v. § 3.6 D.M. 14/01/2008):

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.6)$$

### 7.3.2 Combinazioni sismiche

Il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, sia su sistemi dissipativi sia su sistemi non dissipativi, è l'analisi modale con spettro di risposta o “analisi lineare dinamica”. L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%.

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.15) di cui al D.M. 17/01/18, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali (3.2.17 D.M. 17/01/2018):

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Le combinazioni sismiche risultano:

$$1.00 E_x + 0.30 E_y + 0.30 E_z$$

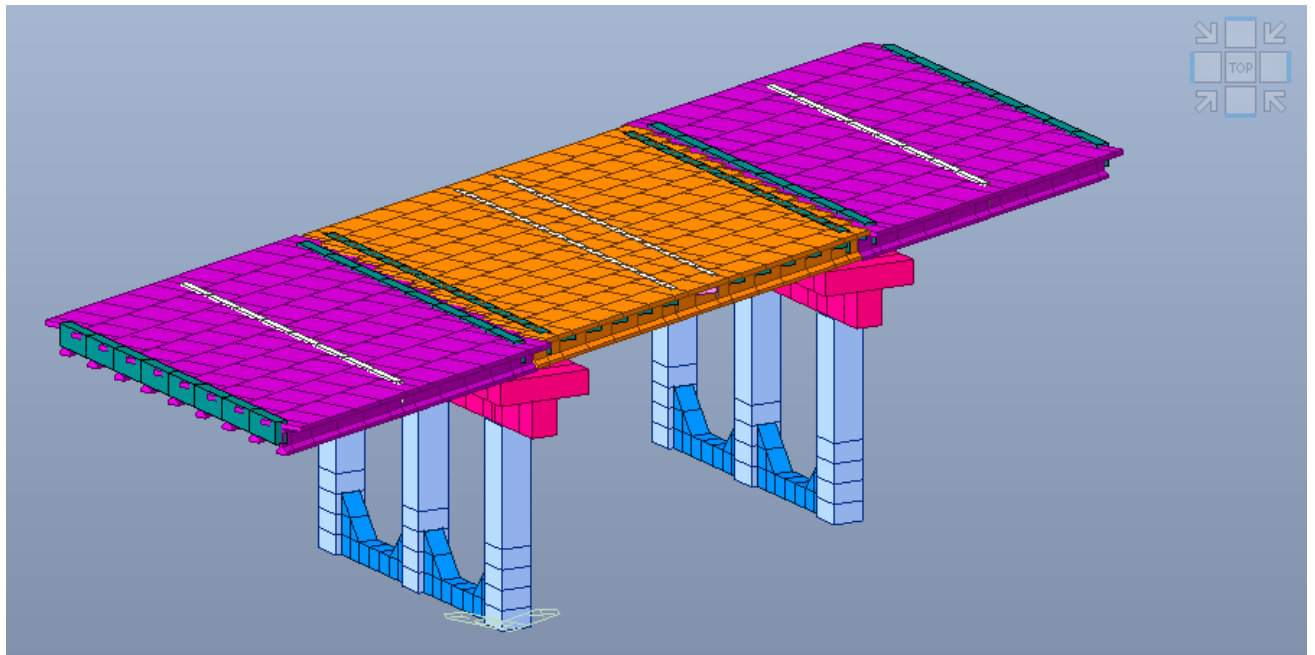
$$0.30 E_x + 1.00 E_y + 0.30 E_z$$

$$0.30 E_x + 0.30 E_y + 1.00 E_z$$

Viene successivamente definita una combinazione involucro sismico, costituito dall'involuppo lineare delle tre precedenti.

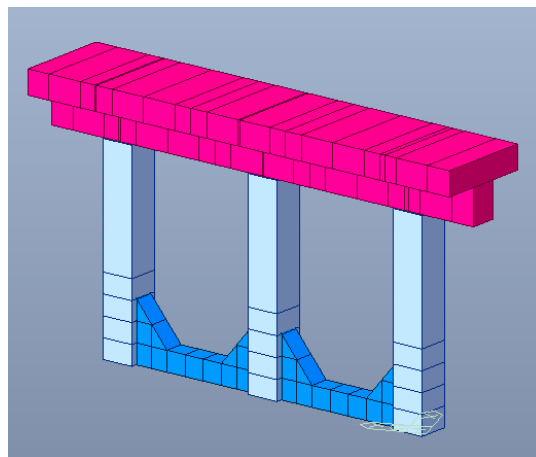
#### 7.4 Modelli strutturali

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti "Midas Gen 2021 (v3.1)"; l'intera struttura è stata discretizzata in elementi "beam"



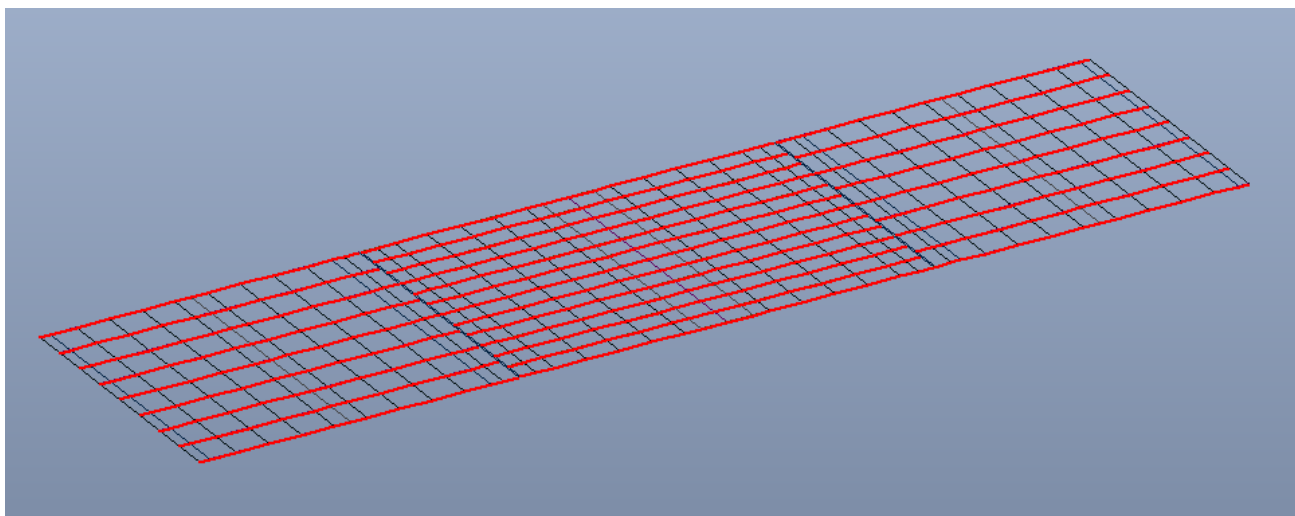
*Rappresentazione generale della struttura*

Le pile sono schematizzate nella loro configurazione a tre fusti a portale considerando anche la presenza dei setti alla base delle pile modellati come elementi plate. Di seguito si riporta l'immagine della sola pila.



*Rappresentazione pile*

L'impalcato è stato modellato attraverso un graticcio di travi come si vede dall'immagine seguente.



*Rappresentazione wireframe impalcato*

Le travi longitudinali, evidenziate in rosso, sono state modellate come sezione collaborante tra trave in cap e soletta. Gli elementi trasversali invece sono elementi beam implementati per considerare il contributo inerziale nel senso trasversale della soletta.

L'analisi svolta è di tipo dinamica lineare per sovrapposizione modale, facendo riferimento agli spettri di risposta in termini di accelerazione riportati al paragrafo precedente.



## 8 RISULTATI DI CALCOLO

### 8.1 Analisi modale

Mediante l'analisi modale si sono determinati i periodi propri di vibrazione e i “modi di vibrare” principali; questi ultimi, opportunamente combinati in base al “coefficiente di partecipazione” sono rappresentativi dei movimenti che la struttura presenterà in caso di sisma.

Le impostazioni per l'analisi modale svolta sono riportate di seguito.

Eigenvalue Analysis Control

Type of Analysis

☐ Eigen Vectors ☒ Ritz Vectors

☐ Subspace Iteration ☐ Lanczos

Ritz Vectors

Starting Load Vectors

Load Case : G1

Number of Generations : 1

Include GL-link Force Vectors ☐

Number of GL-link Force Vectors : 0

Number of Generations for Each GL-link Force Vectors : 0

Load Case	Count
Acc X	5
Acc Y	5
Acc Z	5

Add

Modify

Delete

Total Number of Starting Load Vectors: 3

Total Number of Ritz Vectors : 15

Si riportano inoltre i risultati dell'analisi modale relativa al Modello 1.

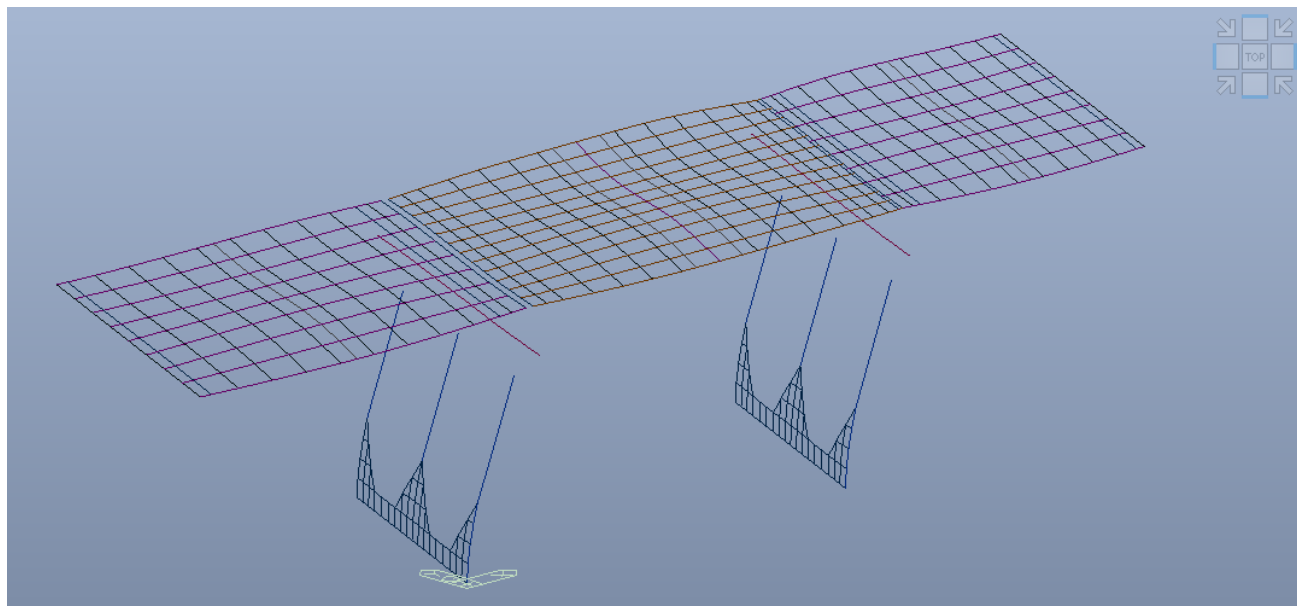
EIGENVALUE ANALYSIS				
Mode No	Frequency		Period	Tolerance
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)	
1	48.7983	7.7665	0.1288	0.00E+00
2	49.1678	7.8253	0.1278	0.00E+00
3	64.0247	10.1898	0.0981	0.00E+00
4	65.6886	10.4547	0.0957	0.00E+00
5	72.9896	11.6166	0.0861	0.00E+00
6	74.2315	11.8143	0.0846	0.00E+00
7	79.9499	12.7244	0.0786	0.00E+00
8	101.2529	16.1149	0.0621	0.00E+00
9	126.3222	20.1048	0.0497	0.00E+00
10	160.4415	25.5351	0.0392	0.00E+00
11	182.8664	29.1041	0.0344	0.00E+00
12	208.2962	33.1514	0.0302	0.00E+00
13	316.0639	50.3031	0.0199	0.00E+00
14	435.3879	69.2941	0.0144	0.00E+00
15	648.9456	103.2829	0.0097	0.00E+00

La tabella seguente riporta le masse partecipanti in tutti i modi di vibrare considerate.

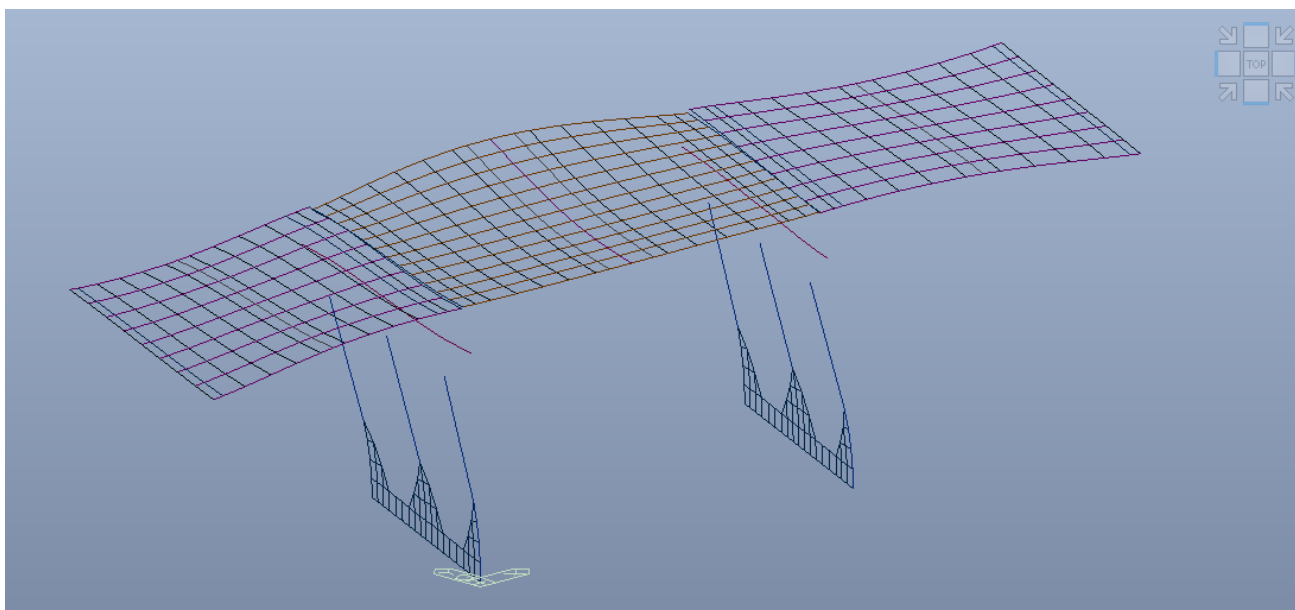
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0	0	0.0032	0.0032	20.491	20.491	0.2622	0.2622	0.0146	0.0146	0	0
2	0	0	0.0672	0.0704	0.2337	20.7247	17.3387	17.6009	0.5255	0.54	0	0
3	0	0	0.0472	0.1176	0.678	21.4027	0	17.6009	1.64	2.18	0.0198	0.0199
4	0.0378	0.0379	78.4731	78.5907	0.0042	21.4069	1.5448	19.1458	0.0048	2.1848	0.0003	0.0202
5	0	0.0379	0.004	78.5948	26.1486	47.5555	0.0005	19.1463	1.8059	3.9907	0.0234	0.0436
6	0.0006	0.0385	0.3424	78.9372	0.0006	47.5561	22.5078	41.6541	1.4696	5.4604	0.0038	0.0474
7	0	0.0385	0.0005	78.9377	2.1055	49.6616	0	41.6541	30.4586	35.9189	0.781	0.8284
8	0	0.0385	0.0002	78.9379	0.0353	49.697	0.0527	41.7068	0.0365	35.9554	36.6199	37.4483
9	0.0003	0.0389	0.0265	78.9644	0.0543	49.7513	0.0874	41.7942	2.3564	38.3118	11.3732	48.8215
10	0.0308	0.0696	0.0339	78.9983	0.1454	49.8967	2.0297	43.8239	0.0302	38.342	0.0268	48.8483
11	82.7017	82.7714	0.0182	79.0165	0	49.8967	0.0068	43.8307	0.1277	38.4697	0	48.8484
12	0.0612	82.8325	5.1835	84.2	0	49.8967	0.1829	44.0136	0.1861	38.6558	0.2251	49.0734
13	0.0012	82.8338	0.0039	84.2039	39.2367	89.1334	0.0209	44.0345	0.0147	38.6705	0.016	49.0894
14	0.054	82.8878	6.9268	91.1307	0.0132	89.1467	1.2705	45.305	1.0223	39.6928	0.3175	49.4069
15	11.7573	94.6451	0.0027	91.1334	0.0054	89.1521	0.1535	45.4585	1.2047	40.8975	0	49.4069

In tabella sono evidenziati i valori di massa partecipante che consentono di determinare i modi principali nelle diverse direzioni.

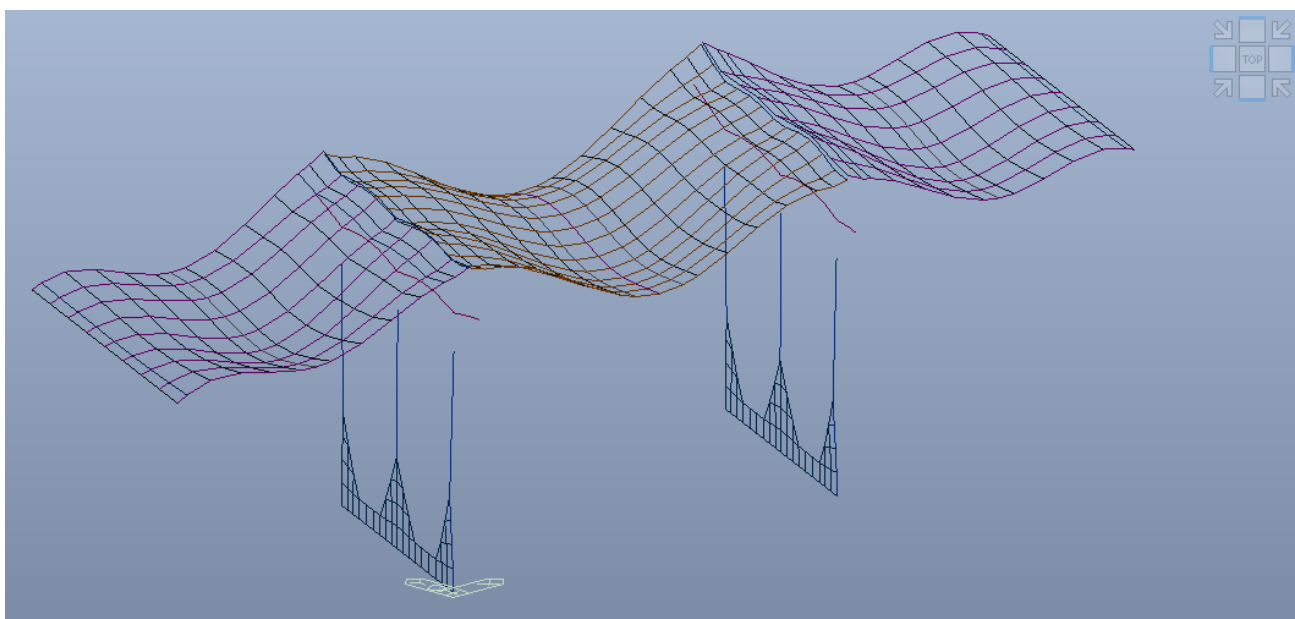
Le immagini che seguono riportano alcuni modi principali e i relativi periodi.



*Deformata modo 11\_Modo principale traslazione in X*



*Deformata modo 4\_Modo principale traslazione in Y*

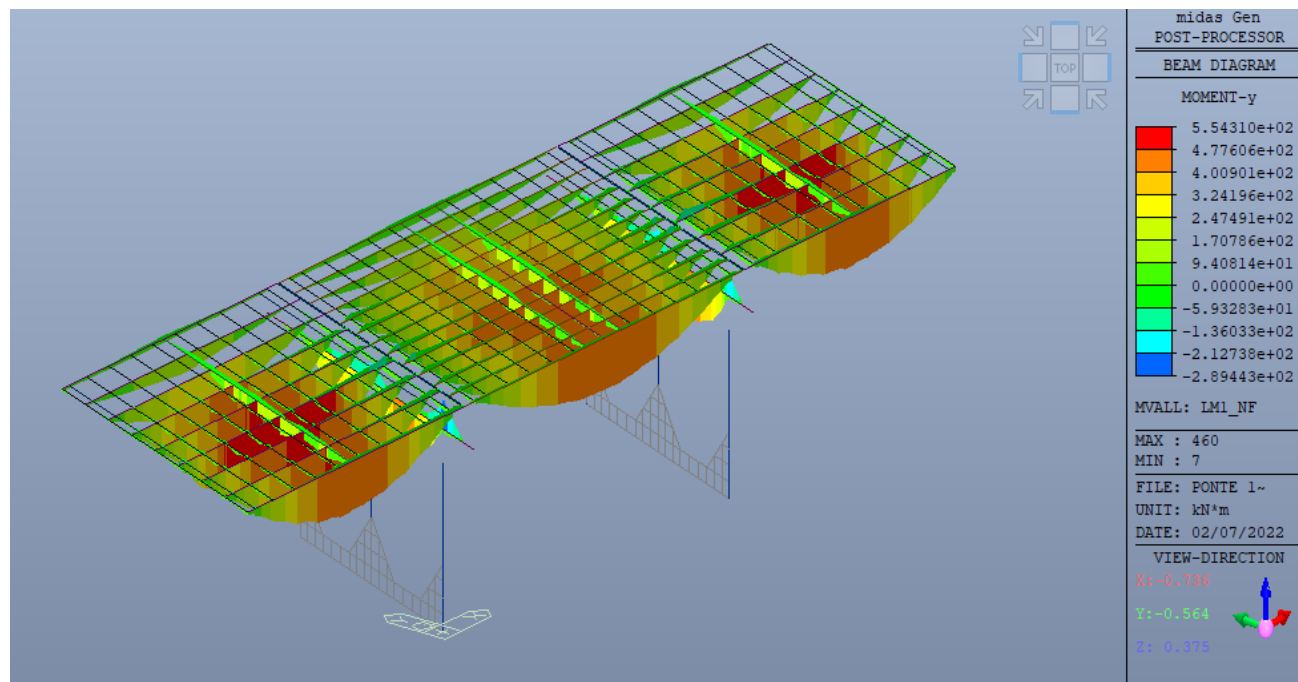


*Deformata modo 13\_Modo principale traslazione in Y*

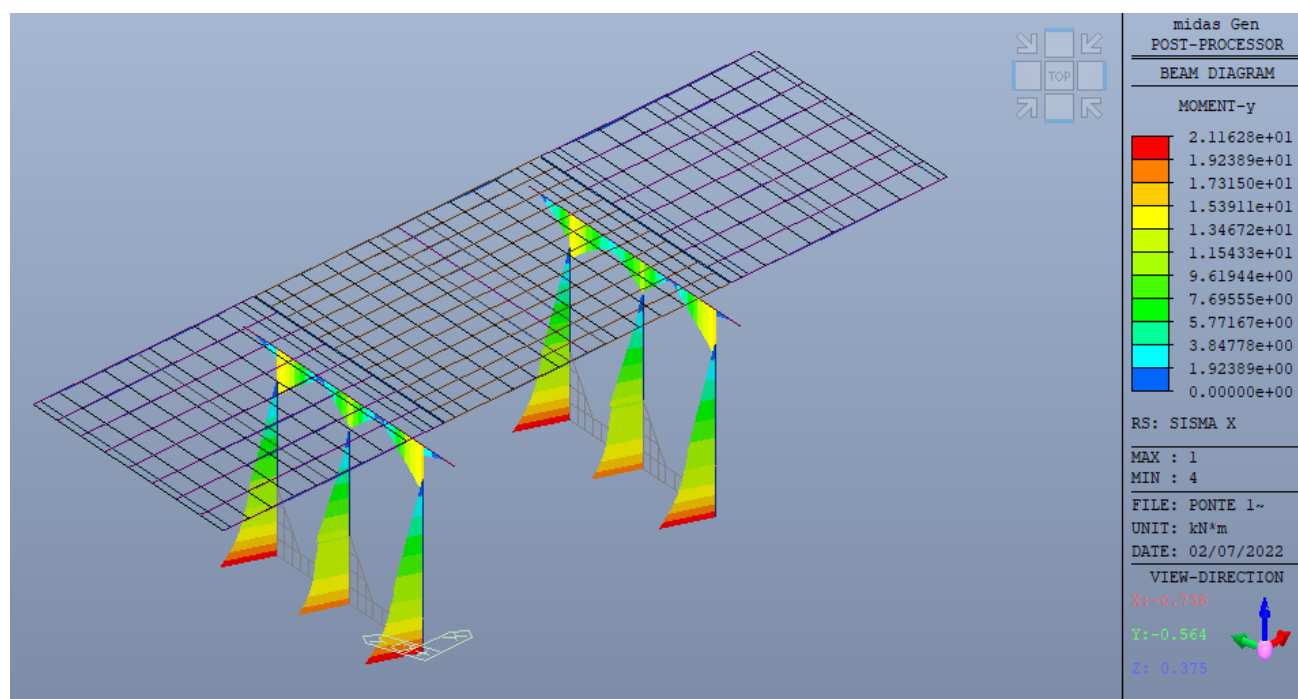
## 9 ANALISI DEGLI ELEMENTI

### 9.1 Sollecitazioni

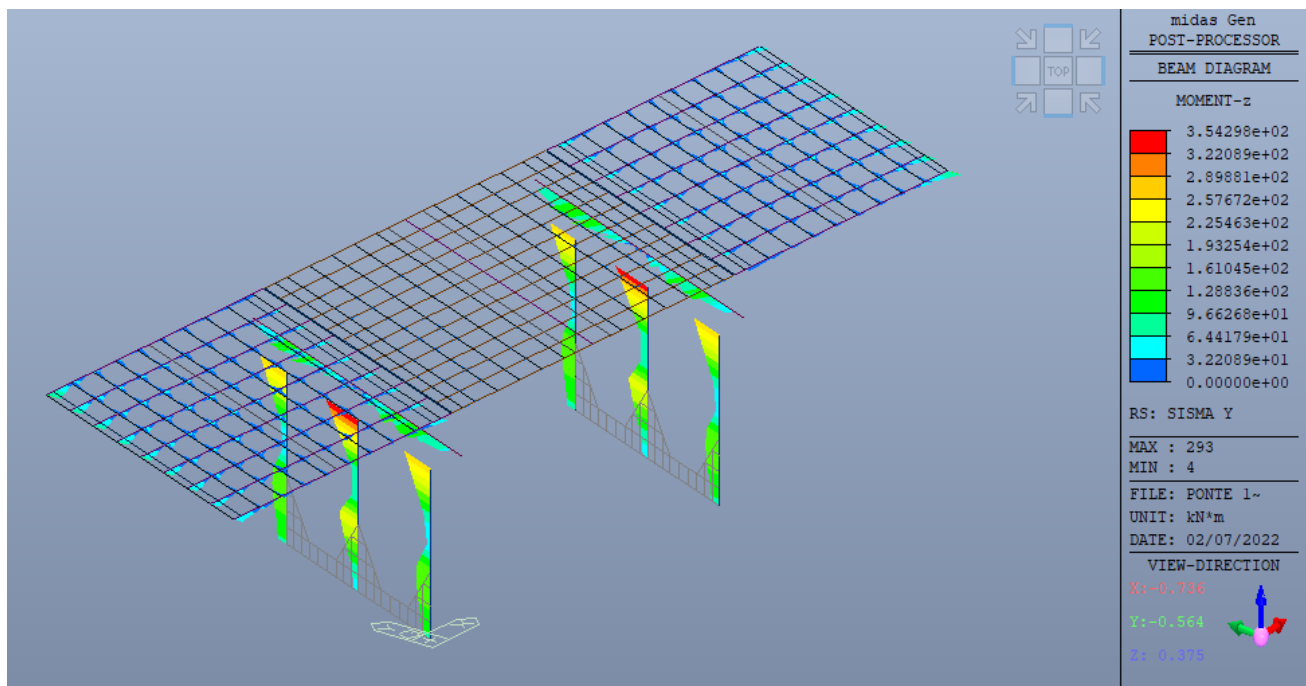
Al fine di esplicitare i vincoli utilizzati per la modellazione della struttura esistente e i risultati ottenuti si riportano i valori delle sollecitazioni riferiti ad alcuni casi di carico significativi. Le unità di misura utilizzate sono [kN], [m].



*Momento flettente Carico mobili*



*Momento flettente Sisma X*



*Momento flettente Sisma Y*

## 9.2 Verifiche elementi

Le verifiche sulla sicurezza sismica in termini di resistenza delle strutture vengono svolte confrontando le sollecitazioni resistenti proprie delle varie parti strutturali e le sollecitazioni risultanti dall'analisi sismica condotta in accordo con le prescrizioni del DM 17/1/2018 (NTC).

Definite:

$R_d$  la resistenza di progetto valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e delle grandezze geometriche interessate

$E_d$  il valore di progetto delle sollecitazioni derivanti dalle analisi

le verifiche di sicurezza si dicono soddisfatte se è verificata la diseuguaglianza:

$$R_d \geq E_d$$

Ovvero

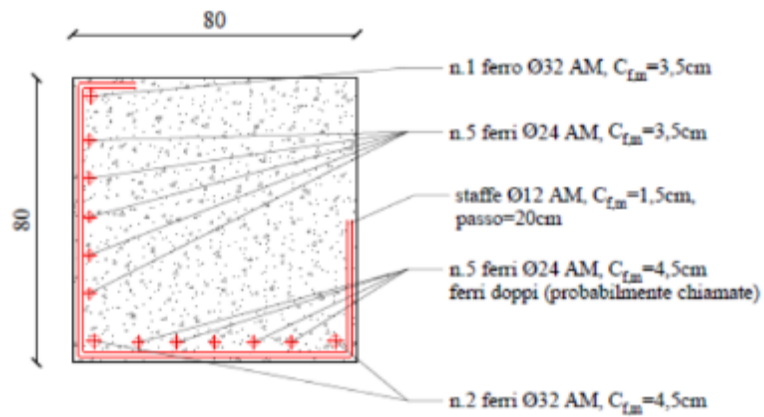
$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

### 9.2.1 Verifica pilastri

Le caratteristiche geometriche dei pilastri sono le seguenti:

$A_c = 80 \times 80 \text{ cm}$

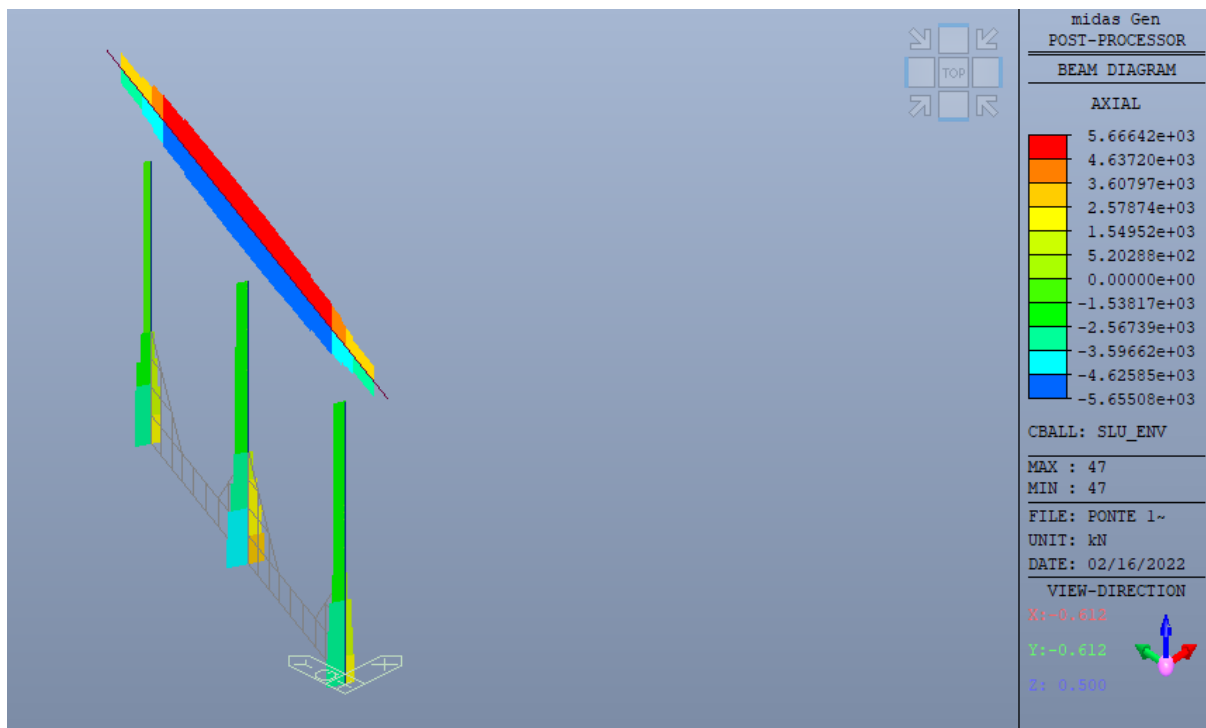
Dalle indagini svolte si ricava la seguente armatura presente nei pilastri delle pile:



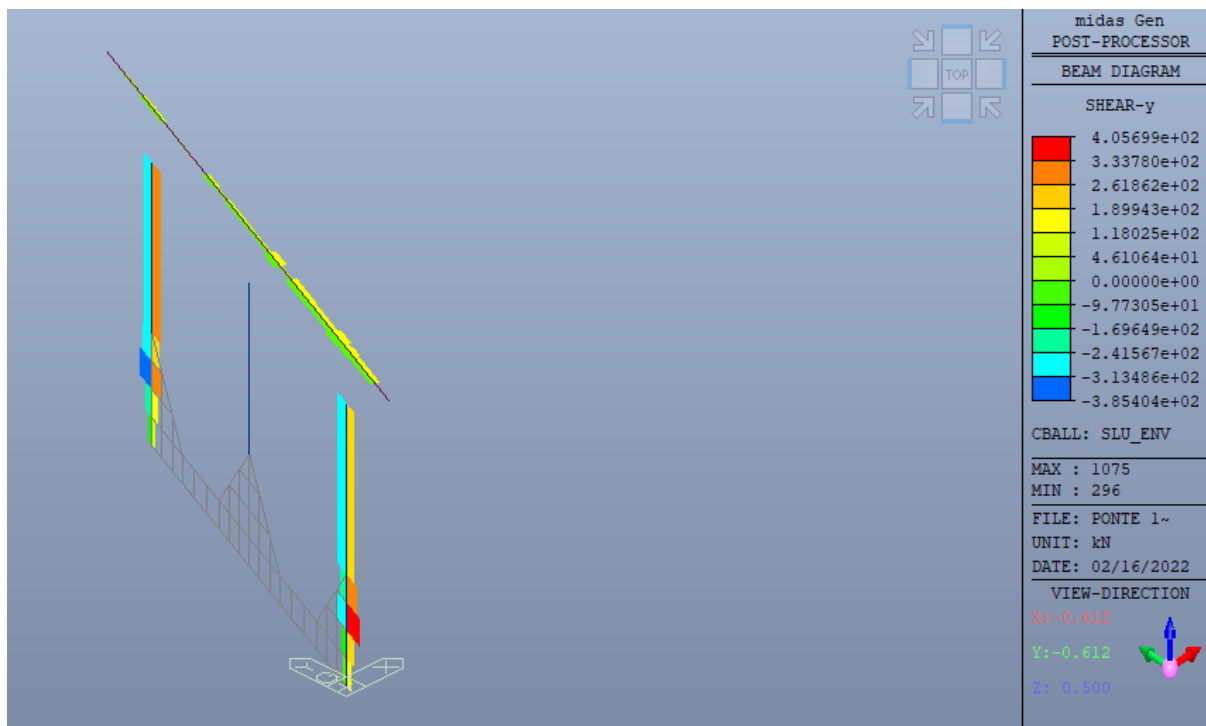
*Estratto Rapporto tecnico di prova*

### 9.2.1.1 Combinazione SLU

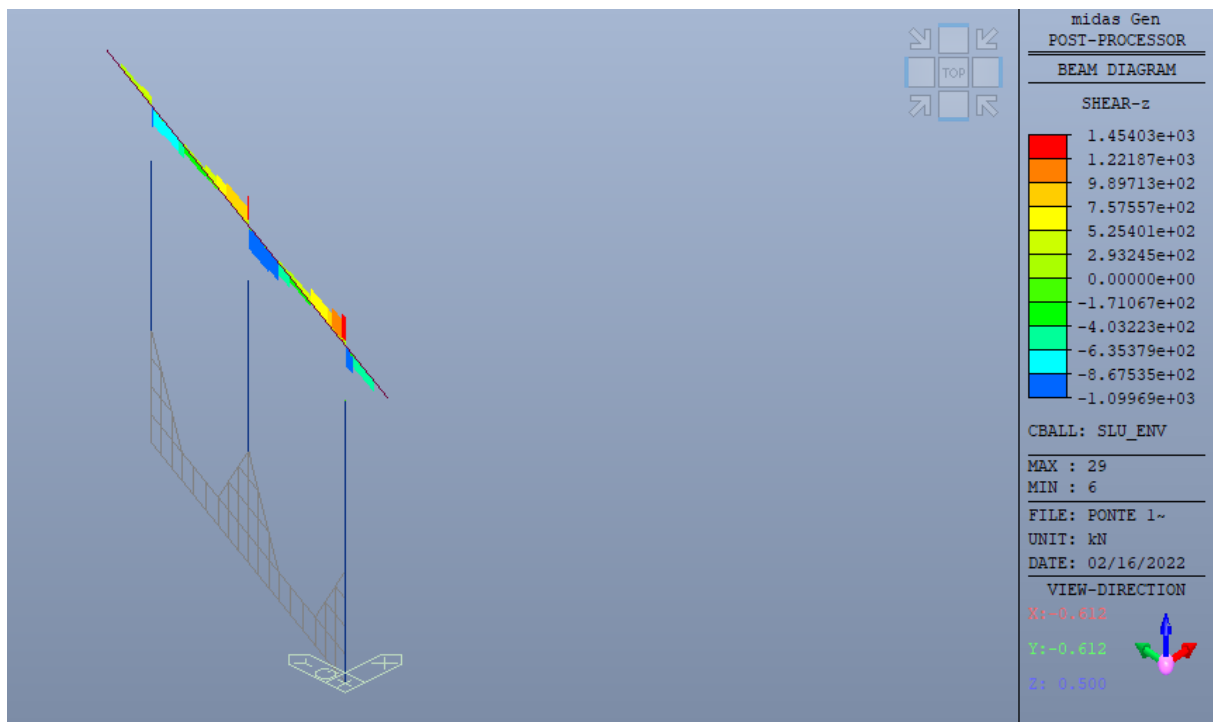
Di seguito si riportano le sollecitazioni sulle pile relative agli stati limite ultimi. I valori riportati sono relativi agli involuپی delle combinazioni di carico agli SLU.



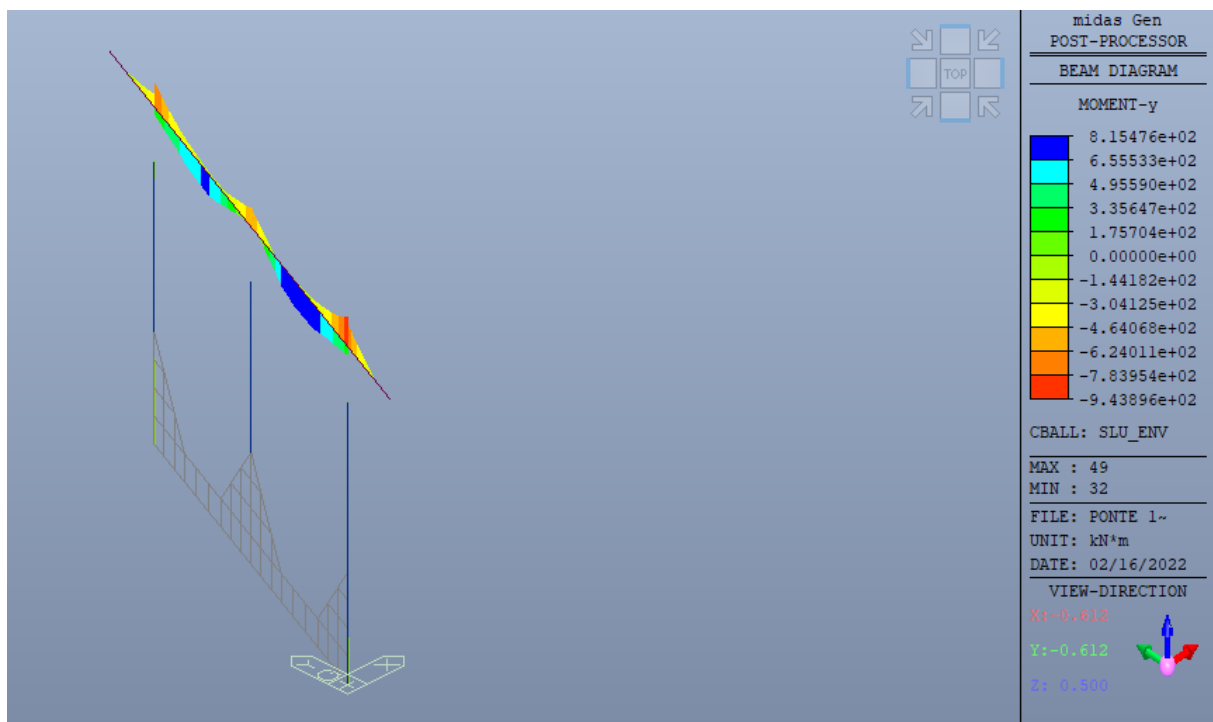
*F<sub>x</sub>\_Combinazioni SLU involucro*



*F<sub>y</sub>\_Combinazioni SLU involucro*

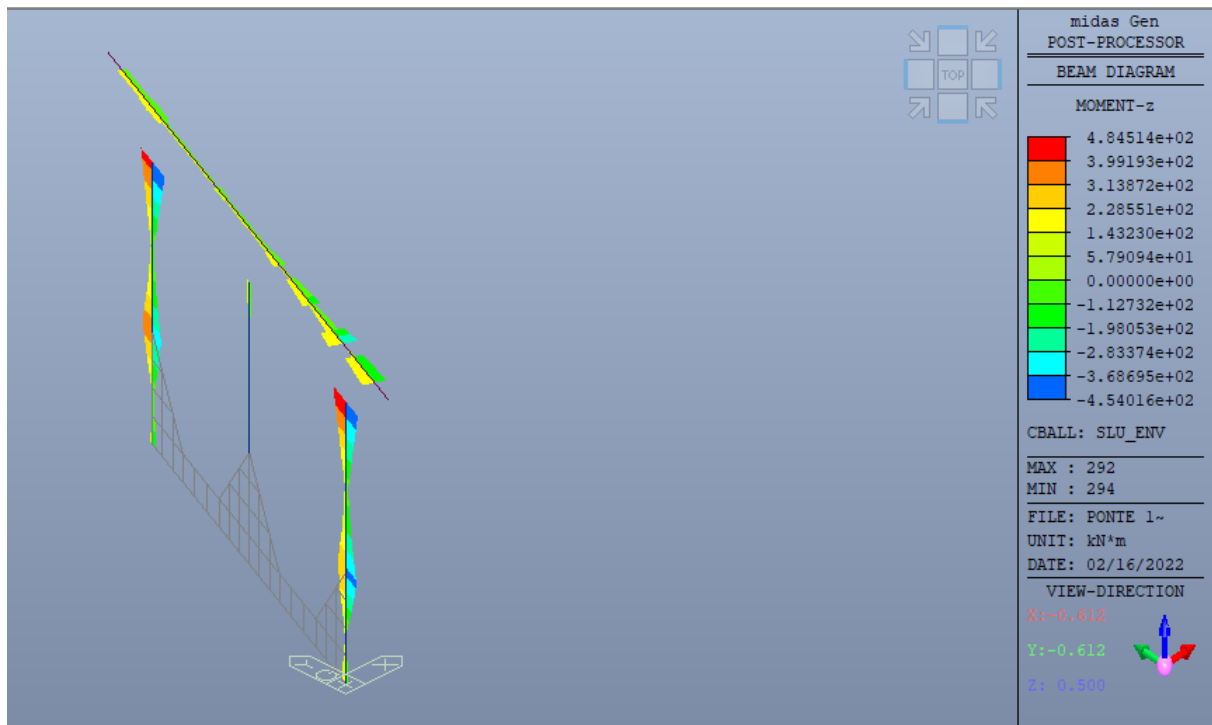


*Fz\_Combinazioni SLU inviluppo*



*My\_Combinazioni SLU inviluppo*



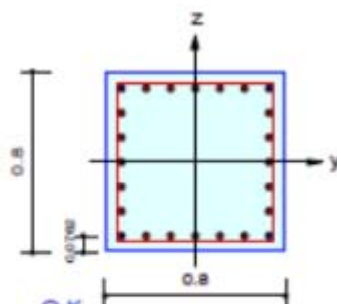


*Mz\_Combinazioni SLU inviluppo*

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei risultati ottenuti.

## 1. Design Condition

Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m  
 Member Number 2 (PM), 1, 3 (Shear-y,z)  
 Material Data  $f_{ck} = 25000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Column Height 5.05 m  
 Section Property PIL 80x80 (No : 1)  
 Rebar Pattern : 24 - 7 - P24(P32)  $A_{st} = 0.012256$  m<sup>2</sup> ( $\rho_{st} = 0.019$ )



## 2. Axial and Moments Capacity

Load Combination 95+ (Pos : I)  
 Concentric Max. Axial Load  $N_{Rdmax} = 13688.9$  kN  
 Axial Load Ratio  $N_{Ed} / N_{Rd} = -2754.6 / 4786.42 = 0.576 < 1.000$  ..... O.K  
 Moment Ratio  $M_{Ed} / M_{Rd} = 2.23268 / 3.83602 = 0.582 < 1.000$  ..... O.K  
 $M_{Edy} / M_{Rdy} = 0.43916 / 0.75965 = 0.578 < 1.000$  ..... O.K  
 $M_{Edz} / M_{Rdz} = -2.1891 / 3.76005 = 0.582 < 1.000$  ..... O.K

M-N Interaction Diagram



## 3. Shear Capacity

[ END ]	y (LCB : 97+, POS : J)	z (LCB : 99-, POS : I)
Applied Shear Force ( $V_{Ed}$ )	280.325 kN	15.6160 kN
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$280.325 / 380.846 = 0.736$	$15.6160 / 0.00000 = 0.000$
$V_{Ed} / V_{Rds}$	$280.325 / 288.041 = 0.973$	$15.6160 / 288.041 = 0.054$
$V_{Ed} / V_{Rdmax}$	$280.325 / 1845.69 = 0.152$	$15.6160 / 1845.69 = 0.008$
Shear Ratio	$0.736 < 1.000$ ..... O.K	$0.054 < 1.000$ ..... O.K
$A_{sw-H\_use}$	0.00113 m <sup>2</sup> /m, 2-P12 @200	0.00113 m <sup>2</sup> /m, 2-P12 @200
[ MIDDLE ]	y (LCB : 97+, POS : 1/2)	z (LCB : 91, POS : 1/2)
Applied Shear Force ( $V_{Ed}$ )	393.532 kN	19.3902 kN
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$393.532 / 386.329 = 1.019$	$19.3902 / 374.371 = 0.052$
$V_{Ed} / V_{Rds}$	$393.532 / 288.041 = 1.366$	$19.3902 / 288.041 = 0.067$
$V_{Ed} / V_{Rdmax}$	$393.532 / 1845.69 = 0.213$	$19.3902 / 1845.69 = 0.011$
Shear Ratio	$1.366 > 1.000$ ..... N.G	$0.052 < 1.000$ ..... O.K
$A_{sw-H\_use}$	0.00113 m <sup>2</sup> /m, 2-P12 @200	0.00113 m <sup>2</sup> /m, 2-P12 @200

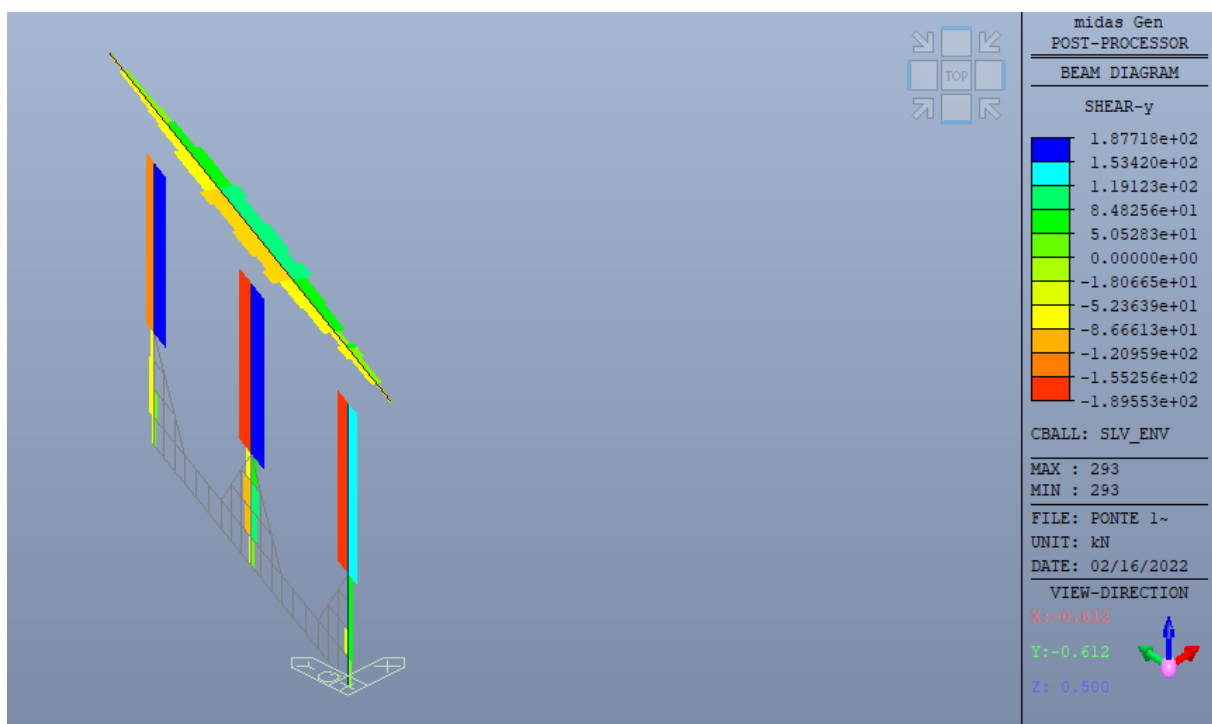
Le verifiche sulle pile risultano invece soddisfatte, considerando gli interventi di ripristino e rinforzo delle stesse, descritti nel seguito.

### 9.2.1.2 Combinazione SLV

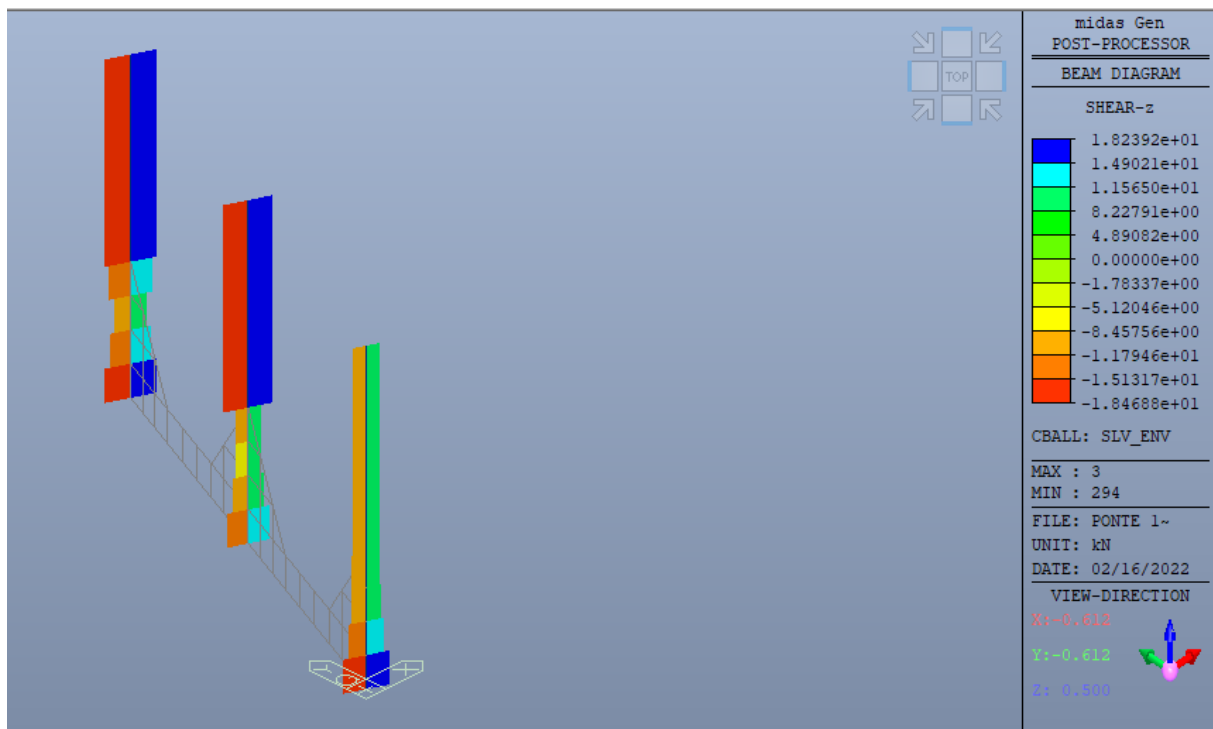
Di seguito si riportano le sollecitazioni sulle pile relative agli SLV.



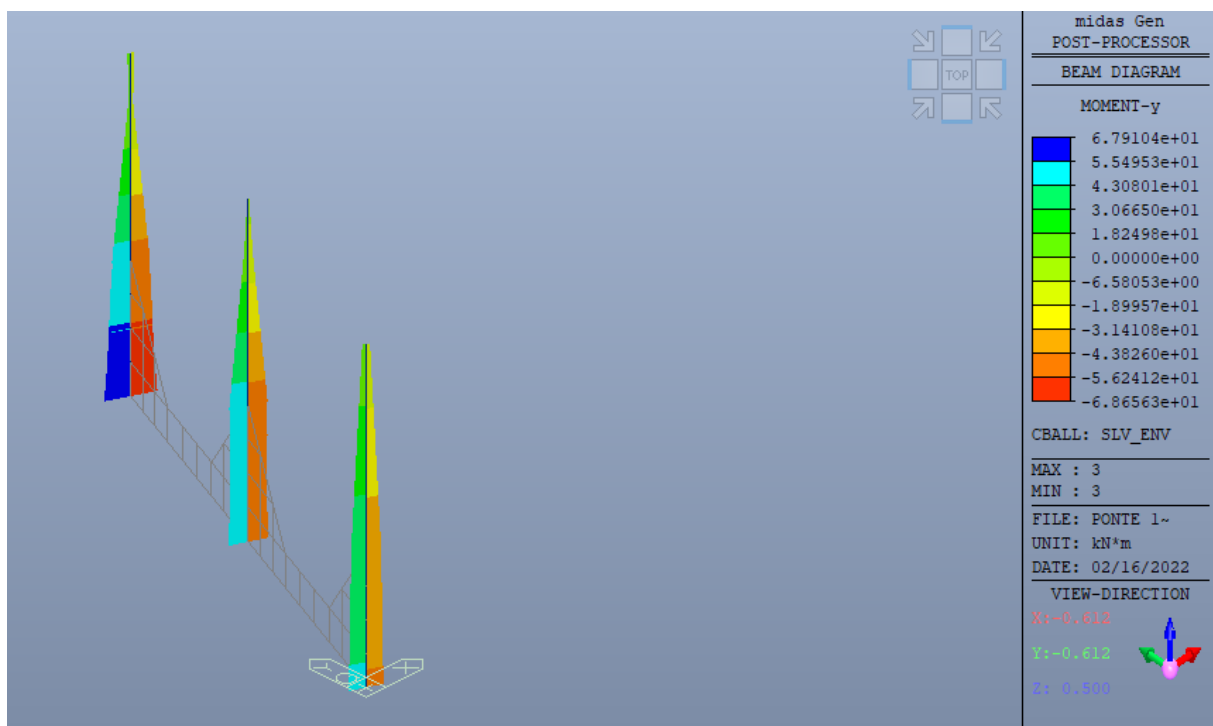
*F<sub>x</sub> Combinazioni SLV involucro*



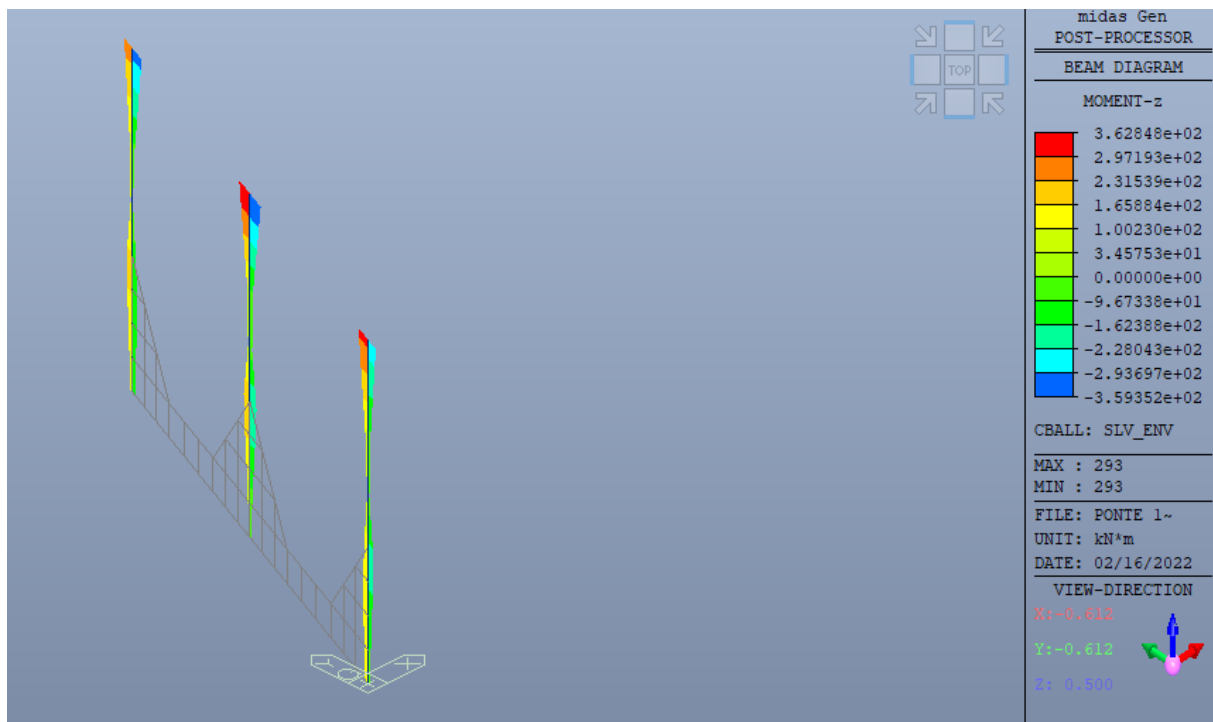
*F<sub>y</sub> Combinazioni SLV involucro*



*Fz\_Combinazioni SLV inviluppo*



*My\_Combinazioni SLV inviluppo*

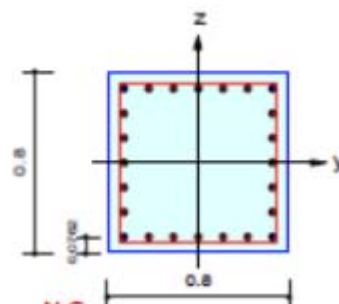


*Mz\_Combinazioni SLV inviluppo*

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei risultati delle verifiche della sezione.

## 1. Design Condition

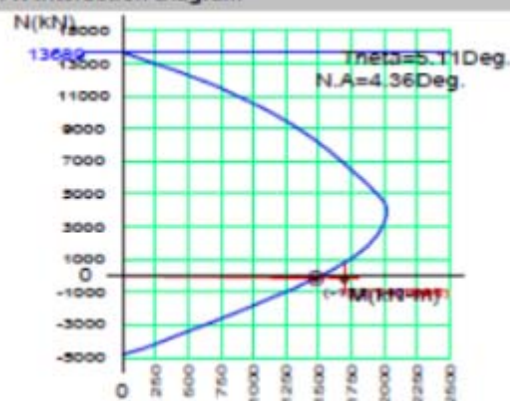
Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m  
 Member Number 3 (PM), 3 (Shear)  
 Material Data  $f_{ck} = 25000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Column Height 5.05 m  
 Section Property PIL.80x80 (No : 1)  
 Rebar Pattern : 24 - 7 - P24(P32)  $A_{st} = 0.012256 \text{ m}^2$  ( $R_{host} = 0.019$ )



## 2. Axial and Moments Capacity

Load Combination 1 (Pos : I)  
 Concentric Max. Axial Load  $N_{Rdmax} = 13688.9 \text{ kN}$   
 Axial Load Ratio  $N_{Ed} / N_{Rd} = -171.03 / 151.583 = 1.128 > 1.000 \dots \text{N.G.}$   
 Moment Ratio  $M_{Ed} / M_{Rd} = 1696.41 / 1481.01 = 1.145 > 1.000 \dots \text{N.G.}$   
 $M_{Edy} / M_{Rdy} = 1689.99 / 1475.12 = 1.146 > 1.000 \dots \text{N.G.}$   
 $M_{Edz} / M_{Rdz} = 147.481 / 131.897 = 1.118 > 1.000 \dots \text{N.G.}$   
 Normalized Axial Load Ratio  $Nu_d / 0.65 = 0.180 / 0.650 = 0.276 < 1.000 \dots \text{O.K.}$

M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
13688.87	0.00
11720.07	689.17
10090.56	1122.25
8487.56	1447.44
6944.14	1693.54
5580.25	1879.12
4737.29	1983.03
4104.89	2024.42
3134.03	1997.35
1877.94	1880.02
292.47	1589.85
-2253.40	865.91
-4795.83	0.00

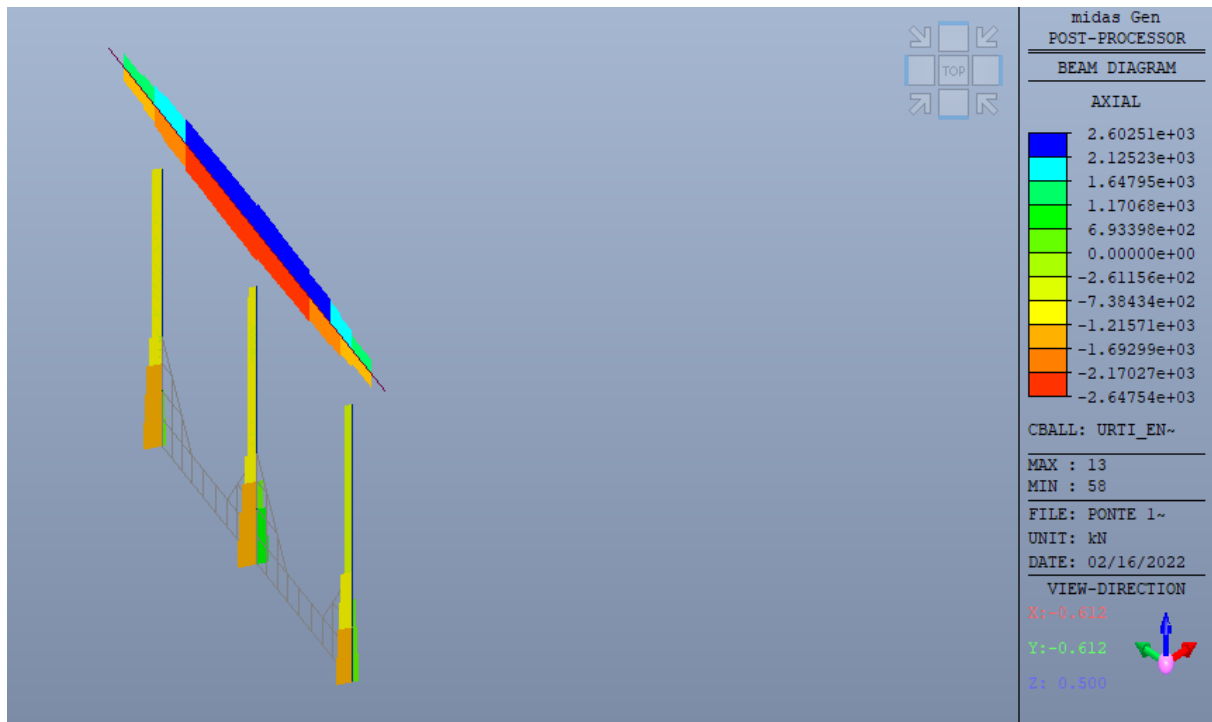
## 3. Shear Capacity

[ END ]	y (LCB : 16, POS : J)	z (LCB : 16, POS : J)
Applied Shear Force ( $V_{Ed}$ )	786.944 kN	786.944 kN
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$786.944 / 460.564 = 1.709$	$786.944 / 460.564 = 1.709$
$V_{Ed} / V_{Rds}$	$786.944 / 288.041 = 2.732$	$786.944 / 288.041 = 2.732$
$V_{Ed} / V_{Rdmax}$	$786.944 / 1845.69 = 0.426$	$786.944 / 1845.69 = 0.426$
Shear Ratio	$2.732 > 1.000 \dots \text{N.G.}$	$2.732 > 1.000 \dots \text{N.G.}$
$A_{sw} \cdot H_{use}$	$0.00113 \text{ m}^2/\text{m}$ , Failure	$0.00113 \text{ m}^2/\text{m}$ , Failure
[ MIDDLE ]	y (LCB : 16, POS : 1/2)	z (LCB : 16, POS : 1/2)
Applied Shear Force ( $V_{Ed}$ )	786.944 kN	786.944 kN
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$786.944 / 466.047 = 1.689$	$786.944 / 466.047 = 1.689$
$V_{Ed} / V_{Rds}$	$786.944 / 288.041 = 2.732$	$786.944 / 288.041 = 2.732$
$V_{Ed} / V_{Rdmax}$	$786.944 / 1845.69 = 0.426$	$786.944 / 1845.69 = 0.426$
Shear Ratio	$2.732 > 1.000 \dots \text{N.G.}$	$2.732 > 1.000 \dots \text{N.G.}$
$A_{sw} \cdot H_{use}$	$0.00113 \text{ m}^2/\text{m}$ , 2-P12 @200	$0.00113 \text{ m}^2/\text{m}$ , 2-P12 @200

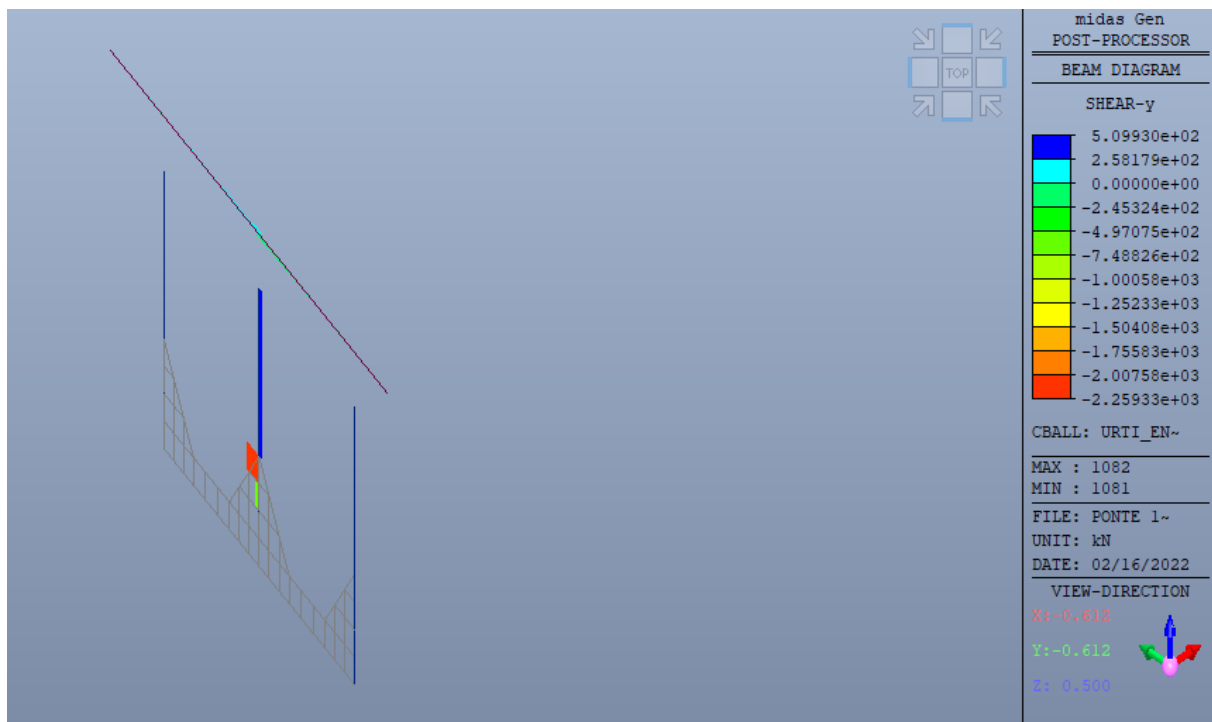
Le verifiche sulle pile risultano invece soddisfatte, considerando gli interventi di ripristino e rinforzo delle stesse, descritti nel seguito.

### 9.2.1.3 Combinazione Azioni eccezionali (urti da traffico ferroviario)

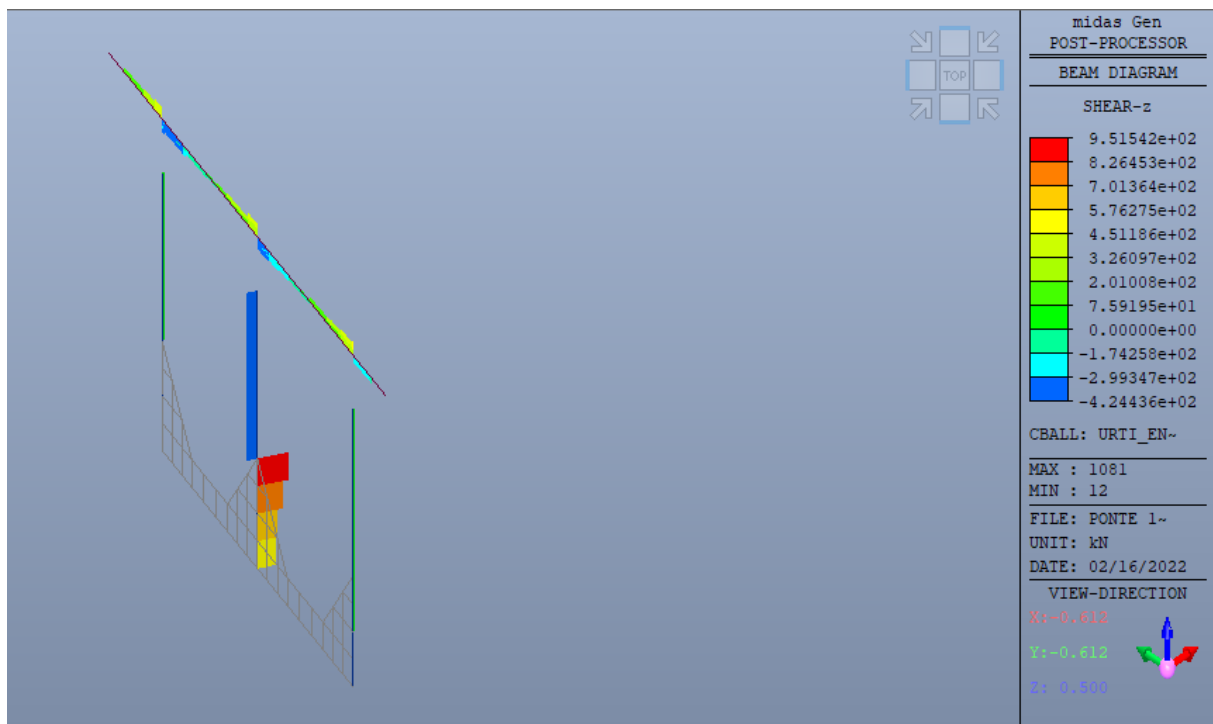
Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni nelle pile in seguito agli urti da traffico ferroviario. L'azione sollecitante, calcolata come riportato precedentemente, è stata applicata al pilastro centrale della pila.



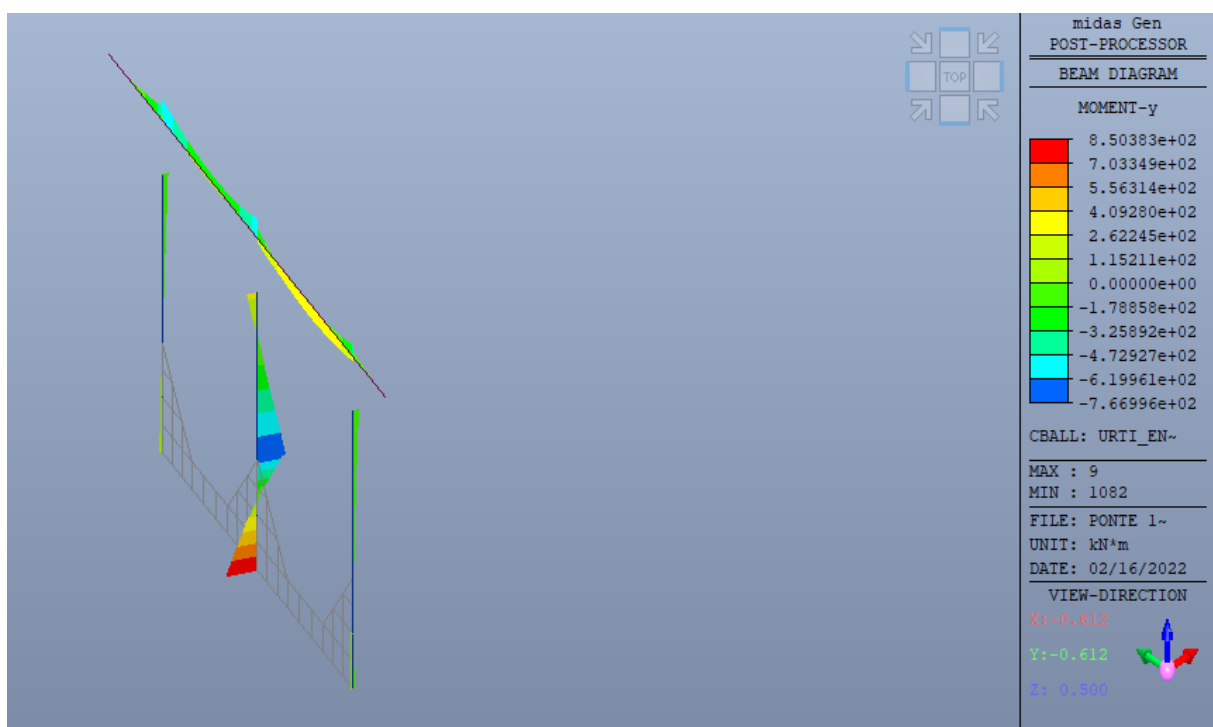
*F<sub>x</sub> Combinazioni eccezionali involuppo*



*F<sub>y</sub> Combinazioni eccezionali involuppo*

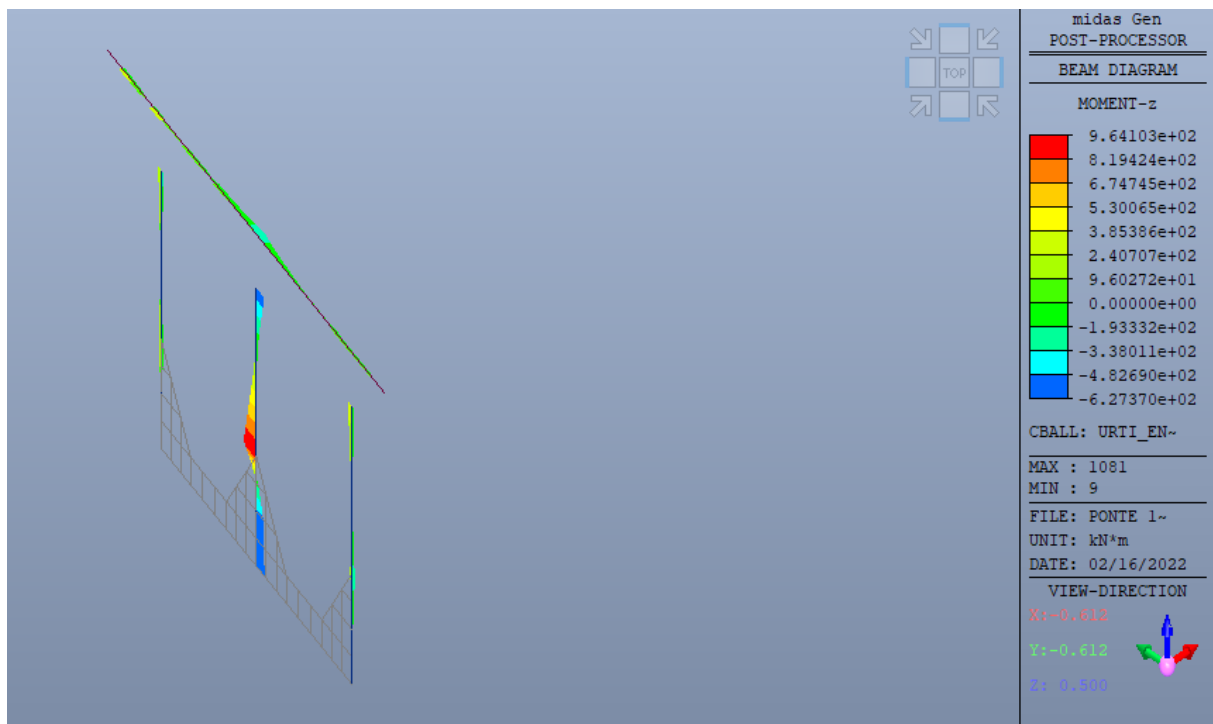


*Fz\_Combinazioni eccezionali inviluppo*



*My\_Combinazioni eccezionali inviluppo*



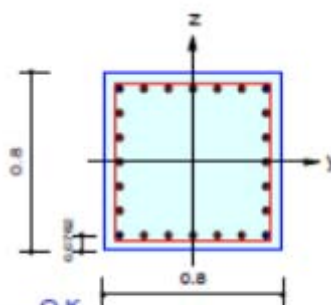


*Mz\_Combinazioni eccezionali inviluppo*

Di seguito si riporta la tabella riassuntiva delle verifiche sezionali

## 1. Design Condition

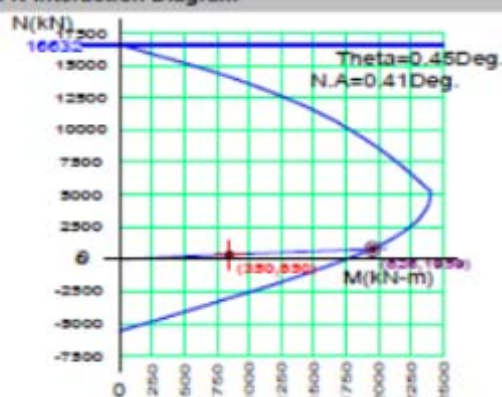
Design Code Eurocode2:04 & NTC2018 UNIT SYSTEM kN, m  
 Member Number 9 (PM), 9 (Shear)  
 Material Data  $f_{ck} = 25000$ ,  $f_{yk} = 450000$ ,  $f_{yw} = 450000$  KPa  
 Column Height 5.05 m  
 Section Property PIL.80x80 (No : 1)  
 Rebar Pattern : 24 - 7 - P24(P32)  $A_{st} = 0.012256$  m<sup>2</sup> ( $R_{hst} = 0.019$ )



## 2. Axial and Moments Capacity

Load Combination 4 (Pos : I)  
 Concentric Max. Axial Load  $N_{Rdmax} = 16631.5$  kN  
 Axial Load Ratio  $N_{Ed} / N_{Rd} = 350.229 / 825.533 = 0.424 < 1.000$  ..... O.K  
 Moment Ratio  $M_{Ed} / M_{Rd} = 850.045 / 1959.49 = 0.434 < 1.000$  ..... O.K  
 $M_{Edy} / M_{Rdy} = 850.016 / 1959.43 = 0.434 < 1.000$  ..... O.K  
 $M_{Edz} / M_{Rdz} = 7.00459 / 15.4318 = 0.454 < 1.000$  ..... O.K

M-N Interaction Diagram



$N_{Rd}$ (kN)	$M_{Rd}$ (kN-m)
16631.50	0.00
13639.45	997.69
11687.83	1476.41
9773.59	1828.67
7946.08	2094.28
6309.51	2292.59
5293.94	2405.84
4727.78	2402.05
3680.28	2359.17
2343.10	2224.92
695.67	1929.64
-1921.20	1204.71
-5515.20	0.00

## 3. Shear Capacity

[ END ]	y (LCB : 2, POS : J)	z (LCB : 4, POS : I)
Applied Shear Force ( $V_{Ed}$ )	505.339 kN	554.107 kN
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$505.339 / 482.494 = 1.047$	$554.107 / 442.389 = 1.253$
$V_{Ed} / V_{Rds}$	$505.339 / 331.247 = 1.526$	$554.107 / 331.247 = 1.673$
$V_{Ed} / V_{Rdmax}$	$505.339 / 2307.11 = 0.219$	$554.107 / 2307.11 = 0.240$
Shear Ratio	$1.526 > 1.000$ ..... N.G	$1.673 > 1.000$ ..... N.G
$A_{sw} \cdot H_{use}$	$0.00113$ m <sup>2</sup> /m, 2-P12 @200	$0.00113$ m <sup>2</sup> /m, 2-P12 @200

[ MIDDLE ]	y (LCB : 2, POS : 1/2)	z (LCB : 4, POS : 1/2)
Applied Shear Force ( $V_{Ed}$ )	674.794 kN	753.346 kN
$V_{Ed} / V_{Rdc}$	$674.794 / 487.977 = 1.383$	$753.346 / 487.939 = 1.544$
$V_{Ed} / V_{Rds}$	$674.794 / 331.247 = 2.037$	$753.346 / 331.247 = 2.274$
$V_{Ed} / V_{Rdmax}$	$674.794 / 2307.11 = 0.292$	$753.346 / 2307.11 = 0.327$
Shear Ratio	$2.037 > 1.000$ ..... N.G	$2.274 > 1.000$ ..... N.G
$A_{sw} \cdot H_{use}$	$0.00113$ m <sup>2</sup> /m, 2-P12 @200	$0.00113$ m <sup>2</sup> /m, 2-P12 @200

### 9.2.2 *Impalcato*

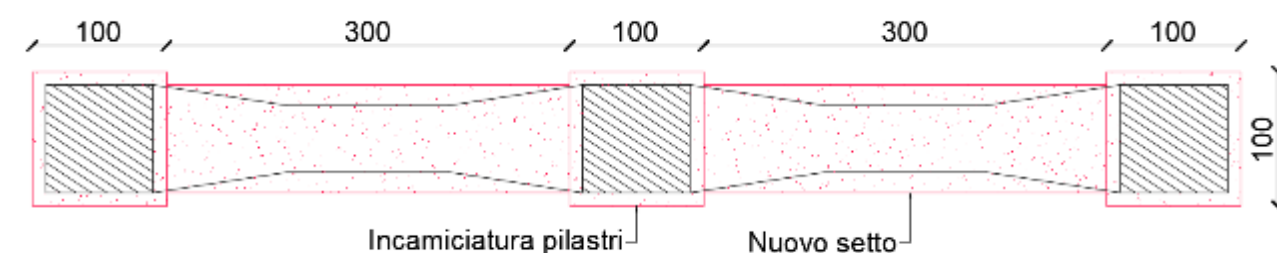
Le verifiche sull'impalcato rispetto alle azioni da traffico previste dalla normativa vigente non sono oggetto della presente relazione in quanto non sono previsti interventi su di esso.

L'intervento locale previsto infatti prevede il rinforzo delle sole strutture verticali, spalle e pile, del manufatto oggetto della presente relazione.

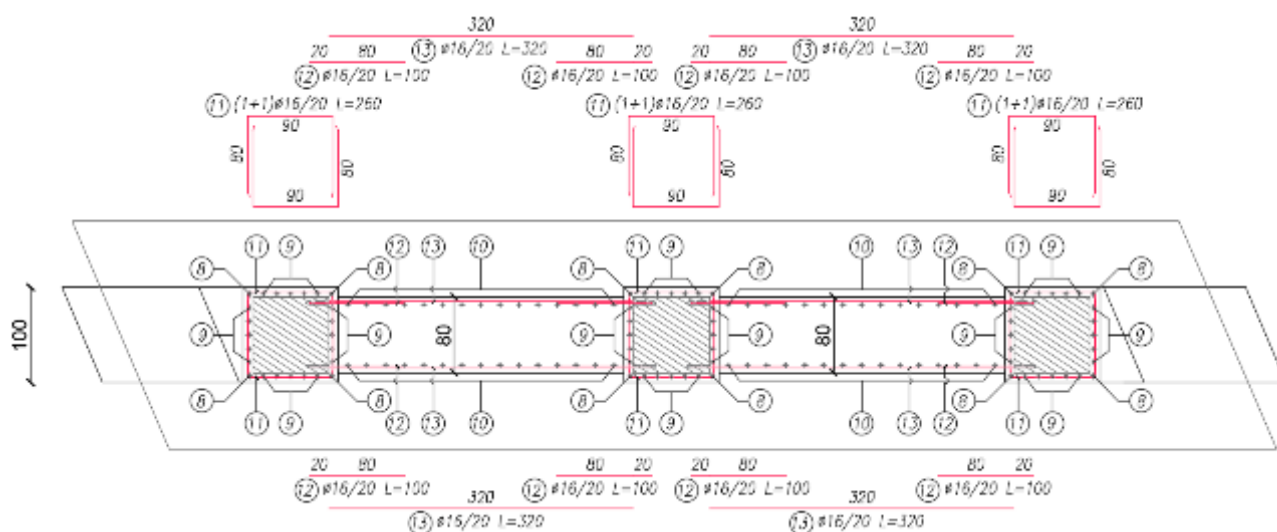
## 10 INTERVENTI DI RINFORZO

### 10.1 Intervento di rinforzo della pila

Tra gli interventi previsti, risulta particolarmente rilevante quello di adeguamento delle pile, che saranno incamiciate in una nuova sezione armata e connesse attraverso un setto di c.a., tale da soddisfare le richieste normative circa le forze da deragliamento. Questo provvedimento porta inoltre ad adeguare le pile anche dal punto di vista sismico.



*Dettaglio generale intervento\_Sezione*



*Dettaglio intervento\_Sezione esecutiva*

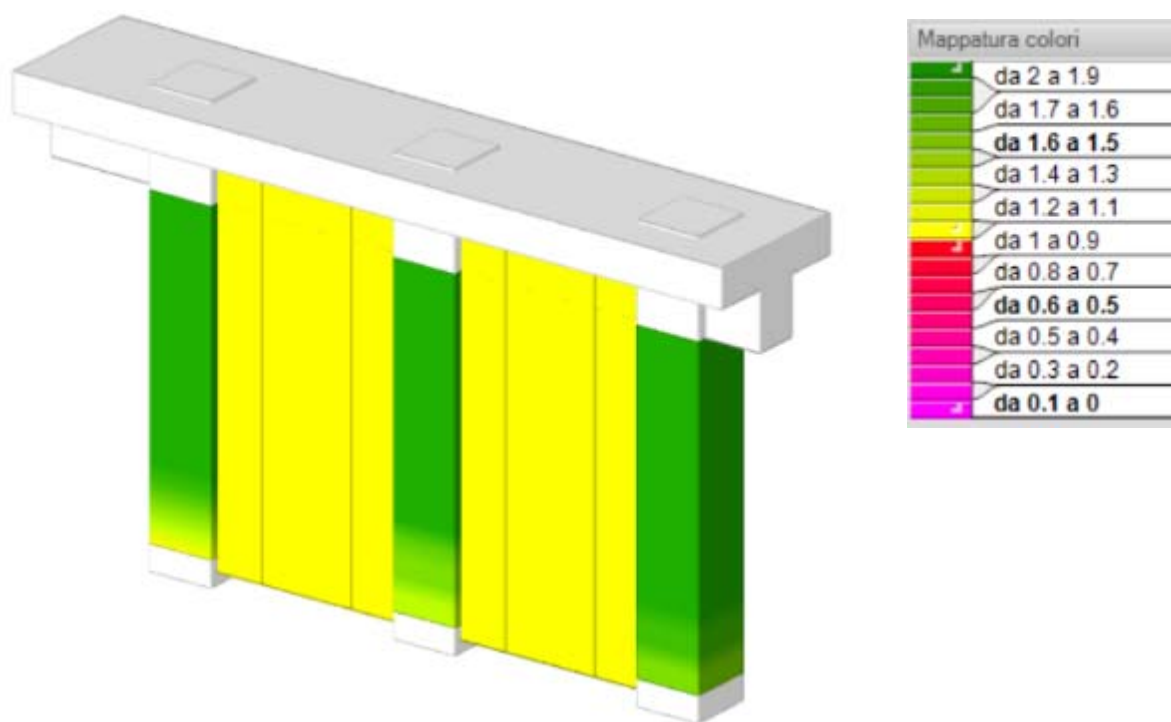
A favore di sicurezza si considera una sezione cava costituita dalla sola armatura nuova e dal getto integrativo.

Il setto di rinforzo prolungandosi fino all'intradosso della traversa, risulta direttamente caricato dall'impalcato, sgravando quindi la traversa di sommità, che versa in condizioni di avanzato degrado e che presenterebbe le maggiori criticità per l'adeguamento ai carichi attuali.

### 10.1.1 Verifiche Stato di Progetto

In questo capitolo si riporta uno schema riassuntivo delle verifiche effettuate per la progettazione dell'intervento. I risultati dettagliati sono riportati nel fascicolo di calcolo.

I valori delle verifiche sono riportati nell'immagine seguente tramite una mappatura colori.



Sicurezza minima

Nell'immagine sono riassunti i valori dei coefficienti di sicurezza delle verifiche svolte.

Di seguito nel dettaglio si riporta una tabella riassuntiva della verifica dei pilastri e del setto.

Verifica di pilastri	
Titolo	C2
Sicurezza minima	1.419
Sicurezza minima non sis	2.159
Sicurezza minima sismica	1.419
Verifica a flessione	1.419
Verifica a flessione non si	4.628
Verifica a flessione sismica	1.419
Verifica a flessione eccez	4.244
Verifica a taglio	2.159
Verifica a taglio non sismi	2.159
Verifica a taglio sismico	14.178
Verifica a taglio sismico	2.159
Sicurezza minima pilastri	1.419
Sicurezza minima pilastri	2.159
Sicurezza minima pilastri	1.419
Pressoflessione pilastri	1.419
Pressoflessione pilastri n	4.628
Pressoflessione pilastri si	1.419
Taglio pilastri	2.159
Taglio pilastri non sismico	2.159
Taglio pilastri sismico	14.178

Valori verifiche pilastro

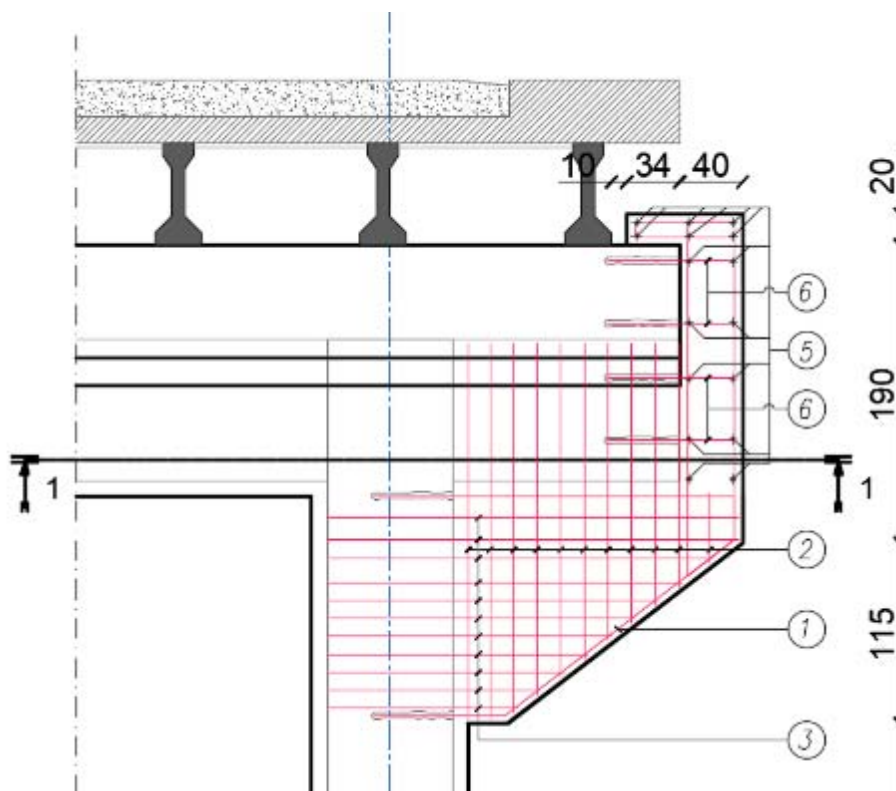
Verifica di pareti C.A.	
Titolo	Parete Fondazione - Piano 1
Sicurezza minima	1.079
Verifica a flessione	1.079
Verifica a taglio	3.429
Sicurezza minima sismica	1.079
Sicurezza minima non sismica	2.794
Verifica a flessione sismica	1.079
Verifica a flessione non sismica	2.794
Verifica a taglio sismico	18.28
Verifica a taglio non sismico	3.429
Sicurezza minima pareti c.a.	1.079
Minimo flessione sismica	1.079
Minimo flessione non sismica	2.794
Minimo taglio sismico	18.28
Minimo taglio non sismico	3.429
Minimo instabilità sismica	1.131
Minimo instabilità non sismica	2.813

Valori verifiche sotto

## 10.2 Intervento di rinforzo pulvino

La realizzazione del setto di collegamento fra i pilastri della pila consente di sgravare i pulvini dal carico proveniente dall'impalcato. Il problema di sollecitazioni elevate rimane però in corrispondenza delle mensole esterne del pulvino. In queste porzioni il momento flettente negativo derivante dalle sollecitazioni di progetto previste dalla normativa vigente risulta troppo elevato per le strutture esistenti. Per ovviare a questa carenza strutturale si prevede la realizzazione di una mensola in calcestruzzo armato che consenta il trasferimento delle azioni sollecitanti sgravando la struttura esistente.

L'intervento è rappresentato dall'immagine seguente che riporta un estratto della tavola di progetto.

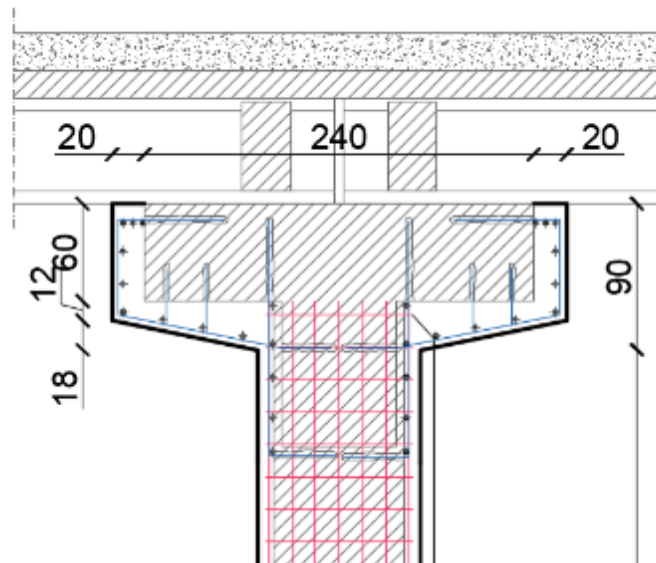


*Dettaglio intervento mensola pulvino*

### 10.3 Intervento di rinforzo mensole del pulvino

Altro elemento oggetto di rinforzo strutturale sono le mensole del pulvino date dalla sua sezione a T. In seguito allo stato di degrado delle strutture che le costituiscono si è optato per un intervento di ripristino tramite incamiciatura che genera una nuova sezione armata dimensionata tenendo in considerazione il fatto che si tratta di un elemento tozzo. A tal proposito si è utilizzato il modello del tirante-puntone al fine di dimensionare la nuova sezione armata.

Di seguito si riporta l'estratto della tavola per meglio descrivere l'intervento proposto.



*Dettaglio intervento mensole pulvino*



#### 10.4 Sostituzione della barriera di sicurezza

Fra gli interventi previsti vi è l'installazione di nuove barriere di sicurezza omologate di classe H4 "bordo ponte" per tutta la lunghezza del ponte. È inoltre prevista l'installazione di una rete di protezione antilancio alta 3m dal piano carrabile con pannello cieco di altezza pari 1m in corrispondenza della campata di attraversamento della sede ferroviaria..

L'installazione della barriera prevede il rifacimento di un cordolo di spessore 23 cm al di sopra della soletta strutturale esistente. Tale cordolo risulterà connesso alla nuova soletta integrativa tramite dei ferri resinati.

Come previsto dal capitolo 5.1.3.10 delle NTC2018, il sistema di forze orizzontali applicate alla barriera viene determinato con riferimento alla resistenza caratteristica degli elementi strutturali principali coinvolti nel meccanismo di insieme della barriera. Questo sistema di forze deve essere applicato ad una quota  $h$ , misurata dal piano viario, pari alla minore delle dimensioni  $h_1$  e  $h_2$ , dove  $h_1$  = (altezza della barriera - 0,10m) e  $h_2$  = 1,00 m. Per il dimensionamento dell'impalcato, le forze orizzontali così determinate devono essere amplificate di un fattore pari a 1,50. Si riporta quindi di seguito il procedimento per il dimensionamento del cordolo su cui verrà installata la nuova barriera.

Le nuove barriere di sicurezza tipo H4 bordo ponte presentano una sezione dei montanti di tipo a HEA 100 S275JR, posti ad interasse di 1.50m che saranno ancorati al cordolo di nuova realizzazione tramite una piastra 250x300mm dotata di tirafondi M20x280.

Considerando il momento di plasticizzazione alla base del montante si ha:

	Momento attorno all'asse:	
	y - y	z - z
Classe sezione	1	1
W [mm <sup>3</sup> ]	Plastico 83.010	Plastico 41.140
M <sub>c,Rd</sub> [kNm]	21.74	10.77

Ordinanza 3274-2003-Parametro di duttilità #6.5.3.1

N<sub>Sd</sub> [kN] 0      L\* [m] 1.4

$s = \frac{1}{0.695 + 1.632 \lambda_f^2 + 0.062 \lambda_w^2 - 0.602 b_f / L^*} = 1.350 \leq \min \left\{ \frac{f_t}{f_y}, 1.25 \right\} = 1.25$

Il momento plastico è pari a  $M_{c,Rd} = 21.74 \text{ kNm}$

Si amplifica tale valore per un coefficiente di sicurezza pari a 1.5

$$M_{c,Rd} = 21.74 \text{ kNm} \cdot 1.5 = 32.6 \approx 37 \text{ kNm}$$

Si ricava la forza statica applicata a 1m di altezza del piano stradale:

$$F = M_{c,Rd} / 1m = 37 \text{ kN}$$

Al fine di verificare il cordolo, si determinano preliminarmente gli sforzi nei tirafondi considerando le azioni sollecitanti:

$$M_d = 37 \text{ kNm}$$

$$T_d = 37 \text{ kNm}$$

La massima trazione su singolo tirafondo  $\Phi 20$  alla base della barriera, considerando una piastra di base 25x30cm, è pari a:

**Verifica C.A. S.L.U. - File**

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

**TITOLO :** \_\_\_\_\_

N\* strati barre  Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	25	30

N*	As [cm²]	d [cm]
1	6,28	25

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N Ed  kN

M xEd  kNm

M yEd  kNm

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN  yN

**Tipo Sezione**

☒ Rettan.re ☐ Trapezi

☐ a T ☐ Circolare

☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Metodo di calcolo**

☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☒ Metodo n

**Materiali**

**B450C** **C25/30**

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰

$f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰

$E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   N/mm²

$E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?

$\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   N/mm²

$\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$   N/mm²

$\tau_{cl}$   N/mm²

$\sigma_c$   N/mm²

$\sigma_s$   N/mm²

$\epsilon_s$   ‰

d  cm

x  x/d   $\delta$

**Verifica**

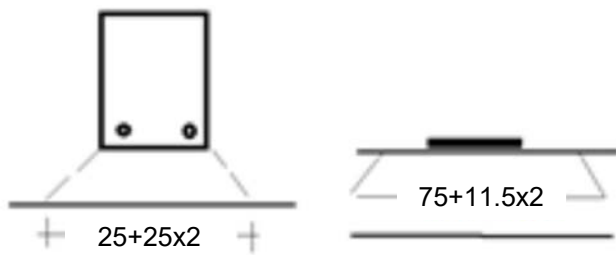
N\* iterazioni:

☐ Precompresso

$$\sigma_t = 274 \text{ MPa}$$

$$F_{t,TOT} = 2 \cdot \sigma_t \cdot A_{\Phi 20} = 172 \text{ kN}$$

Considerando una ripartizione a 45° dello sforzo di trazione dovuto al tirafondo, si ha una larghezza complessiva di diffusione sul piano medio del cordolo di  $75+23 \approx 100$  cm. Di conseguenza nell'area di diffusione esaminata si coinvolgono 5 staffe  $\Phi 16$ , secondo lo schema seguente.



La trazione sulla singola staffa  $\phi 16/20$  è pari a:

$$F_{t,Ed} = F_{t,TOT}/5 = 34.5 \text{ kN}$$

Da cui si determina lo sforzo di trazione sulla singola barra

$$\sigma_{Ed} = F_{t,Ed}/A_{\phi 16} = 172 \text{ MPa} < f_{yk} = 450 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Parimenti la forza di taglio si considera ripartita solamente sulle barre in trazione

$$F_{v,Ed} = T_d/5 = 8 \text{ kN}$$

$$\tau_{Ed} = F_{v,Ed}/A_{\phi 16} = 40 \text{ MPa} < f_{yk}/\sqrt{3} = 260 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma_{Ed}^2 + 3\tau_{Ed}^2} = 185 \text{ MPa} < f_{yk} = 450 \text{ MPa} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Per la verifica della sezione di interfaccia tra nuovo cordolo ed esistente, posta a 25 cm dal piano di posa della barriera stradale si considera, sempre ipotizzando una diffusione a  $45^\circ$ , la sezione di calcolo avente  $B = 70\text{cm}$  e  $H = 75\text{cm}$ .

Si considerano quindi le seguenti sollecitazioni:

$$T_{sd} = 37 \text{ kNm}$$

$$M_{sd} = T_{sd} \times (1 + 0.25) = 46.25 \text{ kNm}$$

Il carico di trazione sulla singola barra si ricava dalla verifica della sezione di calcolo

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

**N° strati barre**  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	70	75

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,42	27,5
2	9,42	47,5

**Tipo Sezione**  
☒ Rettan.re ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**  
**S.L.U.** ☒ **Metodo n** ☐

	S.L.U.	Metodo n
N <sub>Ed</sub>	0	0 kN
M <sub>xEd</sub>	37	-46,25 kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0

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

**Metodo di calcolo**  
☐ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-  
☒ Metodo n

**Materiali**

B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 9,75
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,6
	τ <sub>c1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> -2,575 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 94,08 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0,4704 ‰  
d 47,5 cm  
x 13,83 x/d 0,2911  
δ 0,8038

**Verifica**  
N° iterazioni:

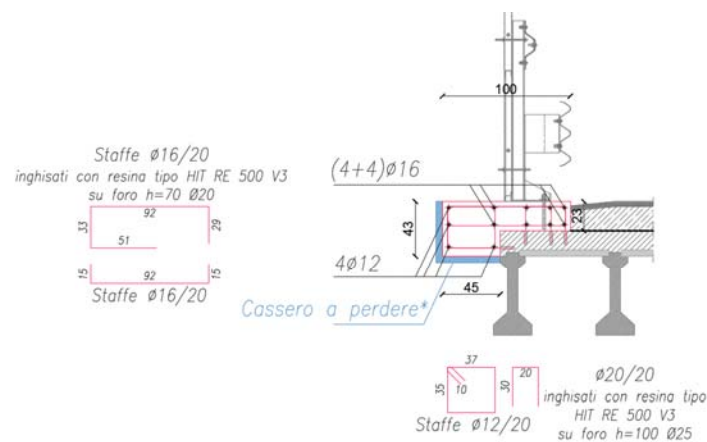
☐ Precompresso

Nota la tensione della barra pari a  $\sigma_s = 95 \text{ MPa}$  si è determinata la tensione di sfilamento della singola barra  $N_{Sd}^h$  pari rispettivamente a:

$$N_{Sd}^h = \sigma_s \cdot A_{res} = 95 \text{ N/mm}^2 \cdot 314 \text{ mm}^2 = 29830 \text{ N}$$

Assumendo una tensione di aderenza in calcestruzzo dell'ancorante chimico minima pari a  $f_{bd,po} = 9.3 \text{ N/mm}^2$  (valore relativo a una barra di diametro 20mm) possiamo ricavare la lunghezza minima di ancoraggio delle barre:

$$L_{min} = N_{Sd}^h / (\pi \cdot D \cdot f_{bd,po}) = 29830 \text{ N} / (3.14 \cdot 20 \text{ mm} \cdot 9.3 \text{ N/mm}^2) = 51 \text{ mm}$$



\*Cassero a perdere in acciaio (sp. 5mm) da appendere a sbalzo alla sovrastruttura del ponte vedi dettaglio A

**Dettaglio nuovo cordolo**

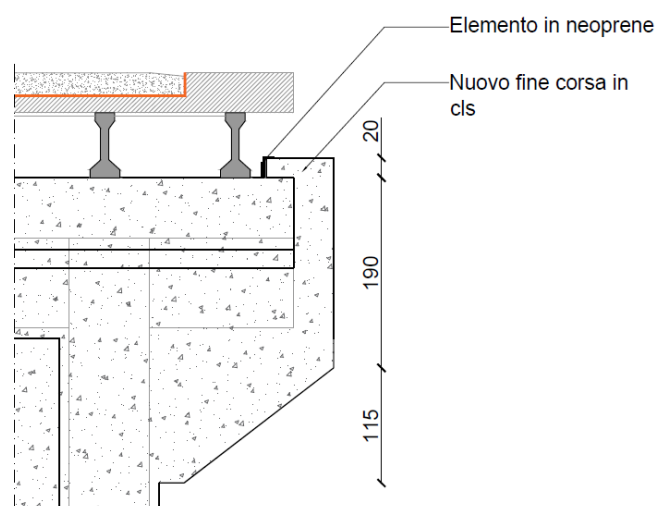
**Tensione di aderenza di progetto [ $f_{bd,po} = \tau_{Rk}/\gamma_{Mp}$ ] in N/mm<sup>2</sup> ai sensi della ETA-16/0143 per calcestruzzo non fessurato C20/25**

Intervallo di temperatura	Metodo di foratura	Ferro di ripresa [mm]								
		10	12	14	16	20	25	28	30	32
I: 40°C/24° C	Fori praticati con trapano a percussione	9,3	9,3	9,3	9,3	9,3	8,7	8,7	8,7	8,7
	Fori praticati con trapano a percussione con punta cava per perforatori	-	9,3	9,3	9,3	9,3	8,7	8,7	-	-
	Fori carotati con strumento di irruvidimento	-	-	9,3	9,3	9,3	8,7	8,7	-	-
	Fori carotati	5,0	5,0	5,0	4,3	4,3	4,3	4,5	4,5	4,5
	Fori praticati con trapano a percussione in fori pieni d'acqua	5,7	5,7	5,7	5,7	5,7	5,2	5,2	5,2	5,2
I: 70°C/43° C	Fori praticati con trapano a percussione	7,3	7,3	7,3	6,7	6,7	6,7	6,3	6,3	6,3
	Fori praticati con trapano a percussione con punta cava per perforatori	-	7,3	7,3	6,7	6,7	6,7	6,3	-	-
	Fori carotati con strumento di irruvidimento	-	-	7,3	6,7	6,7	6,7	6,3	-	-
	Fori carotati	3,6	3,6	3,6	3,1	3,3	3,3	3,3	3,3	3,3
	Fori praticati con trapano a percussione in fori pieni d'acqua	4,3	4,3	4,3	4,3	4,0	4,0	4,0	3,8	3,8

Si prevedono quindi ancoraggi delle armature Ø20 inghisati alla soletta esistente con resina tipo HILTI HIT-RE 500 V3 con una lunghezza di ancoraggio pari a 100mm ( $>51\text{mm} = L_{min}$  precedentemente calcolata).

### 10.5 Realizzazione di fine corsa sismici

Si prevede l'inserimento di ritegni in grado di esercitare la funzione di fine corsa in senso trasversale al ponte.



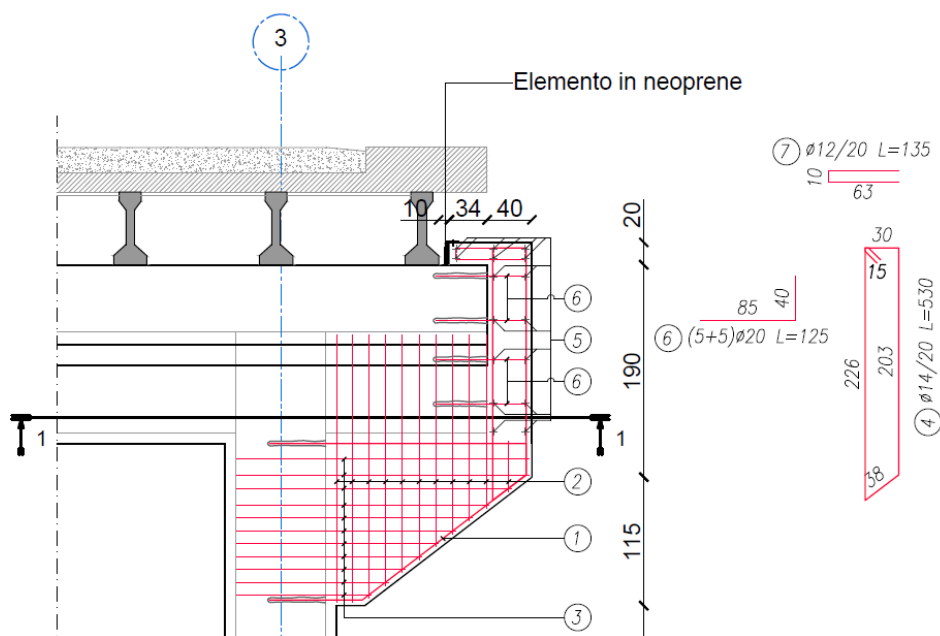
*Estratto prospetto pila*

Per il dimensionamento del ritegno sono state considerate le reazioni, in direzione trasversale, dell'impalcato su ogni pila allo stato limite di salvaguardia della vita.

In favore di sicurezza, si è considerato come reazione trasversale la somma delle azioni trasversali massime di ogni trave in appoggio sulla pila. Questo ha portato alla determinazione di un carico di progetto pari a:

$$F = 515 \text{ kN}$$

Il fine corsa è stato verificato come una mensola tozza di cui di seguito si riportano le verifiche.

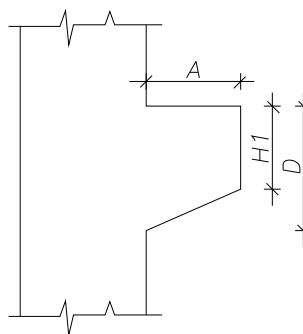


Dettaglio armatura fine corsa

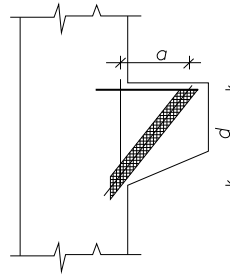
AZIONI di PROGETTO		$\gamma$	CARICO
PERMANENTE	[kN]	0	1.4
ACCIDENTALE	[kN]	344	1.5
CARICO ULTIMO Nsdu			516

MATERIALI	[MPa]	$\gamma_m$
ACCIAIO FeB 44K fyk	440	1.15
CALCESTRUZZO Rck	40	1.5

GEOMETRIA MENSOLA			
Sporgenza	(A)	20	cm
Altezza	(H1)	40	cm
Altezza	(D)	40	cm
Larghezza	(b)	100	cm



1° SCHEMA			
Carico Assegnato [%]			100%
Carico ultimo	$N_{sdu}$	516	kN
Braccio azione	$a$	16	cm
Braccio reazione	$d$	36	cm
Puntone	$N_{csd}$	565	kN
	$N_{crd}$	1195	kN
Tirante	$N_{ssd}$	229	kN
Armatura tirante (cmq)	7.69	$N_{srd}$	294 kN



Armatura tirante =  $(5 \times 1.54 \text{ cm}^2) = 7.69 \text{ cm}^2$  rappresentata dai 5  $\Phi 14$  (vedi TAV.07)

$N_{csd}$  azione sollecitante puntone compresso

$N_{crd}$  azione resistente puntone compresso

$N_{ssd}$  azione sollecitante tirante

$N_{srd}$  azione resistente tirante

Come riportato in tabella precedente, applicando lo schema tirante puntone, si ottiene:

$N_{csd} = 565 \text{ kN} < 1195 = N_{crd} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

$N_{ssd} = 229 < 294 = N_{srd} \rightarrow \text{VERIFICATO}$

L'armatura orizzontale di inghisaggio sulla traversa esistente è ottenuta dal calcolo della sezione di altezza pari a  $H=150\text{cm}$  a larghezza  $b=100 \text{ cm}$ .

Le sollecitazioni agenti su tale sezione sono:

$N_d = 515 \text{ kN}$

$M_d = N_d \cdot 0.75 \text{ m} = 587 \text{ kNm}$

Verifica C.A. S.L.U. - File: fine corsa\_ferri inghisaggio

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

Titolo :

N° strati barre 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	150

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	10
2	15,71	50
3	15,71	85
4	15,71	125

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> -515 0 kN

M<sub>xEd</sub> 587 0 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N

☒ Centro ☐ Baricentro cls

☐ Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☐ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰

f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3,5 ‰

E<sub>s</sub> 200.000 N/mm² f<sub>cd</sub> 17

E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8 ?

ε<sub>syd</sub> 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9,75

σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,6

τ<sub>c1</sub> 1,829

M<sub>xRd</sub> 1.147 kN m

σ<sub>c</sub> -14,17 N/mm²

σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²

ε<sub>c</sub> 3,5 ‰

ε<sub>s</sub> 36,93 ‰

d 125 cm

x 10,82 x/d 0,08658

δ 0,7

$$M_d = 587 \text{ kNm} < M_{xRd} = 1147 \text{ kNm} \rightarrow \text{VERIFICATO}$$