



SOGGETTO ATTUATORE:

PROVINCIA DI REGGIO EMILIA

come da Protocollo d'Intesa tra la Provincia di Reggio Emilia  
e la Provincia di Mantova sottoscritto il 09/03/2020



## MANUTENZIONE STRAORDINARIA DEL PONTE SUL FIUME PO TRA GUASTALLA (RE) E DOSOLO (MN)

CUP: C67H20000290001

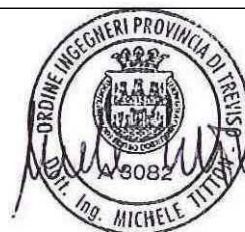
## PROGETTO ESECUTIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

CAPOGRUPPO R.T.P.



**ITS srl**  
Corte delle Caneve, 11  
31053 Pieve di Soligo (TV)  
Tel. 0438 82082 email: info@its-engineering.com



Ing. MICHELE TITTON  
Ing. ANDREA DE PIN  
Ing. MATTEO TANCON  
Ing. MIRKO LORENZON  
Ing. ELOISA TORRESINI  
Ing. MASSIMO DE NARDI  
Geom. FABIO LUCCHETTA

Prof. Ing. PIER GIORGIO MALERBA  
Ing. PAOLO GALLI

MANDANTE:

MALERBA INGEGNERIA STRUTTURALE

Prof. Ing. PIER GIORGIO MALERBA  
Viale Abruzzi, 17 - 20131 Milano (MI) - Tel. 02 29526561

ELABORATO:

## PROGETTO STRUTTURALE VERIFICA DI VULNERABILITÀ SISMICA

PROGETTISTA:

Ing. MICHELE TITTON

RESP. UNICO DEL PROCEDIMENTO:

Ing. GIUSEPPE TUMMINO

IL DIRIGENTE:

Ing. VALERIO BUSSEI

CODICE PROGETTO

PROGETTO

2021 022 - PE

STR. FASE

NOME FILE 2021\_022 PE STR RE 01\_B\_Verifica di

REVISIONE

SCALA

CODICE ELAB

STR RE 01

B

-

B	REVISIONE PER VALIDAZIONE	MDN	ADP	MT	07.12.2021
A	PRIMA EMISSIONE	MDN	ADP	MT	19.11.2021
REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO	DATA

**PROVINCIA DI REGGIO EMILIA**

**Ponte tra Dosolo e Guastalla**

Interventi di emergenza per la messa in sicurezza del fiume Po – ponte tra Dosolo e Guastalla

**VERIFICA DI VULNERABILITA' SISMICA**

## Indice

1	PREMESSA .....	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	1
3	MATERIALI .....	2
3.1	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI .....	2
3.1.1	Calcestruzzo.....	2
3.1.2	Acciaio per armatura ordinaria .....	2
4	ANALISI DEI CARICHI.....	2
4.1	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – G1 .....	2
4.2	PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI – G2.....	2
4.3	FORZA IDRODINAMICA GENERATA DA ACCUMULO.....	2
4.4	AZIONE DEL VENTO .....	2
5	ANALISI STATICA .....	3
5.1	VERIFICA A SCALZAMENTO.....	3
5.2	COMBINAZIONE DI CARICO .....	4
5.3	RISULTATI.....	4
5.3.1	Risultati caso 1 – Pila 8 .....	4
5.3.2	Risultati caso 2 – pila 9.....	8
6	ANALISI SISMICA.....	11
6.1	PARAMETRI SISMICI E SPETTRI ELASTICI .....	11
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO .....	12
6.3	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	13
6.3.1	Modellazione delle pile .....	15
6.3.2	Modellazione degli appoggi.....	17
6.3.3	Modellazione dei vincoli esterni.....	18
6.3.4	Applicazione dei carichi .....	20
6.4	RISULTATI DELL'ANALISI MODALE .....	20
6.5	ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO .....	22
6.5.1	Combinazione degli effetti .....	22
6.5.2	Risultati .....	23
6.5.3	Miglioramento sismico .....	25
6.5.4	Indice di rischio sismico – stato di fatto .....	28
7	ANALISI DEL DEGRADO DELLE PILE .....	31
7.1	RISULTATI – PILA 9 .....	32
8	INTERVENTO DI PROGETTO .....	33

8.1	MODELLAZIONE STRUTTURALE .....	33
8.1.1	Spettro di progetto .....	34
8.1.2	Diagrammi delle sollecitazioni .....	35
8.2	CALCOLO DELL'INDICE DI RISCHIO .....	43
8.3	CONCLUSIONE .....	44
9	VERIFICA PERDITA DELL'APPOGGIO .....	45
10	ANALISI STATICA NON LINEARE .....	46
10.1	FORME MODALI .....	46
10.2	PILA 3.....	49
10.2.1	Materiali .....	49
10.2.2	Modello ed analisi modale .....	50
10.2.3	Analisi pushover: risultati.....	51
10.2.4	Verifiche di rottura fragile e duttile .....	51
10.3	PILA 8.....	53
10.3.1	Materiali .....	53
10.3.2	Modello ed analisi modale .....	53
10.3.3	Analisi pushover: risultati.....	54
10.3.4	Verifiche di rottura fragile e duttile .....	55
10.4	PILA 18.....	56
10.4.1	Materiali .....	56
10.4.2	Modello e analisi modale .....	56
10.4.3	Analisi pushover: risultati.....	58
10.4.4	Verifiche di rottura fragile e duttile .....	59
10.5	CONCLUSIONI .....	60

## 1 PREMESSA

Il presente incarico di progettazione è volto alla definizione di interventi di manutenzione straordinaria sulla struttura del ponte tra Dosolo e Guastalla. Nel particolare, la seguente relazione mira ad evidenziare le criticità della struttura esistente sottoposta ad evento sismico. I valori di sollecitazione del sisma sono inoltre confrontati con le forze generate dall'azione idrodinamica di piena del fiume.

Il ponte si trova sul fiume Po e collega i due paesi di Dosolo e Guastalla tramite la SP57bis.

Nella seguente relazione si esaminerà il solo tratto di ricadente della Provincia di Mantova composto da travi continue su pila di lunghezza pari a 30m e travi tampone da 40m.



*Figura 1 Vista dall'alto del tratto mantovano*

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **D.M. 17/01/2018** Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”
- **Circ. Min. 21/01/2019, n° 7** “Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018”

### **3 MATERIALI**

#### **3.1 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI ESISTENTI**

Al fine di definire la resistenza dei materiali sono state condotte indagini distruttive su elementi scelti del ponte.

In particolare si fatti dei carotaggi per indagare la resistenza del calcestruzzo e sono state prelevate delle barre d'armature per verificare la resistenza a trazione dell'acciaio.

##### **3.1.1 CALCESTRUZZO**

Riferendosi alle prove eseguite sulle carote di calcestruzzo e dunque sulla relazione di calcolo precedentemente eseguita si sceglie di considerare una classe di calcestruzzo C35/45.

$$R_{ck} = 45MPa$$

$$f_{ck} = 37.5MPa$$

##### **3.1.2 ACCIAIO PER ARMATURA ORDINARIA**

Per l'acciaio da armatura lenta si assume un acciaio equivalente al FeB44k:

$$f_{yk} = 430MPa$$

$$f_{yd} = 373.91Mpa$$

### **4 ANALISI DEI CARICHI**

#### **4.1 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI – G1**

Per peso proprio strutturale s'intende il peso di tutti gli elementi quali pile, travi, traversi realizzati in C.A. per i quali viene assunto un peso pari a  $25\text{ kN/mc}$  computato automaticamente dal software utilizzato.

#### **4.2 PESO PROPRIO DEGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI – G2**

Il peso della pavimentazione (binder + asfalto) viene assunto pari a  $22\text{ kN/mc}$  per uno spessore medio di  $0.125m$

#### **4.3 FORZA IDRODINAMICA GENERATA DA ACCUMULO**

La forza idrodinamica considerata è quella riferita ad un evento di piena calcolato su un tempo di ritorno pari a  $200\text{ anni}$ . Tale forza risultante, calcolata su un volume d'acqua di  $10.5m$  di larghezza per un tirante di  $20m$  risulta pari a  $F_{id} = 861\text{ kN}$ . La forza idrodinamica, essendo connessa ad un evento di piena eccezionale, viene amplificata in *combinazione eccezionale*.

#### **4.4 AZIONE DEL VENTO**

Le pressioni e conseguenti sollecitazioni derivanti dal vento non sono prese in considerazione nella seguente relazione.

## 5 ANALISI STATICA

Innanzitutto si vuole verificare la pila nei confronti della sollecitazione idrodinamica. Nel particolare, si riporta l'andamento delle sollecitazioni e la verifica della *Pila 8* del tratto in alveo. Si sottolinea inoltre che in questa fase non viene considerato lo stato di degrado dei pali e dunque si ipotizza non vi siano riduzioni d'armatura e della sezione di calcestruzzo.

### 5.1 VERIFICA A SCALZAMENTO

Lo scalzamento è quel fenomeno per cui, a causa di moti tridimensionali localizzati (vortici) ed erosione/deposito di materiale del fondo alveo, si possono avere significativi cedimenti delle fondazioni delle pile di un ponte. Tale fenomeno è amplificato per eventi di piena.

I valori di scalzamento calcolati risultano:

Formula	Scavo [m]
Breusers	3.90
HEC-18	3.55
Melville e Coleman	3.60

Per le ipotesi assunte e le grandezze utilizzate nel calcolo si rimanda al *Cap. 7, Relazione di compatibilità idraulica*.

Considerati gli esiti dei rilievi batimetrici, confrontati con le misurazioni disponibili, ed le ispezioni visive subacquee, si riscontra che nel corso degli ultimi 25 anni, l'evoluzione del fondo alveo è di fatto stazionaria. Come rappresentato nelle tavole dello stato di fatto allegate, è evidente che il thalweg è stabile presso la pila 9, quella soggetta anche ai maggiori flussi di corrente idraulica (come meglio rappresentato nella modellazione bidimensionale propedeutica alla verifica di compatibilità idraulica).

Per mitigare ulteriormente il problema si prevede di stabilizzare il fondo alveo in prossimità della pila 9 (essendo quella maggiormente interessata dal fenomeno) con burghe o materassi, oltre a massi ciclopici.



Figura 2 Esempio di materasso con pietrisco

## 5.2 COMBINAZIONE DI CARICO

Come citato sopra, gli effetti dell'azione idrodinamica sono considerati in combinazione eccezionale:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + ..$$

Si considerano in dettaglio i due casi riportati nel seguito:

1. **Spinta idrodinamica generata dal volume d'acqua in condizioni di piena:**

data la pressione dell'acqua calcolata su una superficie di 10.5m x 20m pari a  $4kN/m^2$  si calcola  $q_k = 6kN/m$ . La forza viene applicata linearmente a tutti i fusti della *pila 7* e della *pila 8*, nonché ai 5 fusti a valle della *pila 9*.

2. **Spinta idrodinamica generata dall'accumulo in condizioni di piena:**

la risultante pari a  $F = 861kN$  viene divisa sui due pali della *pila 9* e dunque assegnata al modello come forza linearmente distribuita sui fusti a monte:

$$F_p = 861/2 = 430.5 \text{ kN}$$

Considerando dunque la forza calcolata su un tirante  $h = 20m$ :

$$q_p = 430.5/20 = 21.53 \text{ kN/m}$$

I fusti retrostanti sono carichi come nel caso 1.

## 5.3 RISULTATI

### 5.3.1 RISULTATI CASO 1 – PILA 8

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni.

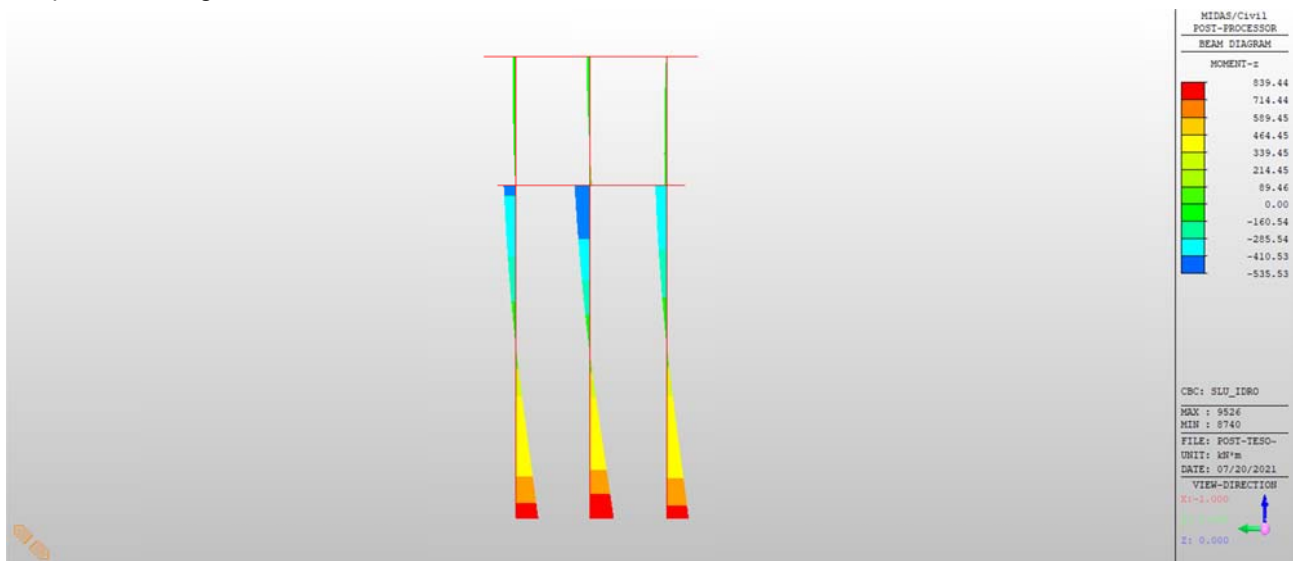


Figura 3 Diagramma di momento in combinazione eccezionale - Pila 8



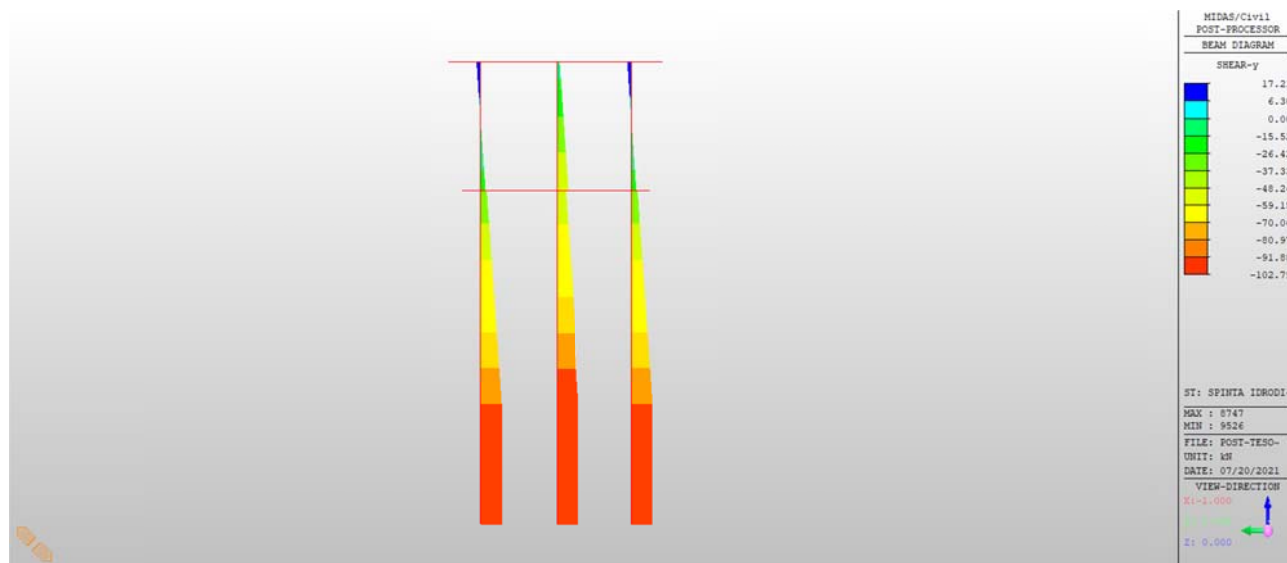


Figura 4 Diagramma di taglio per la forza idrodinamica - Pila 8

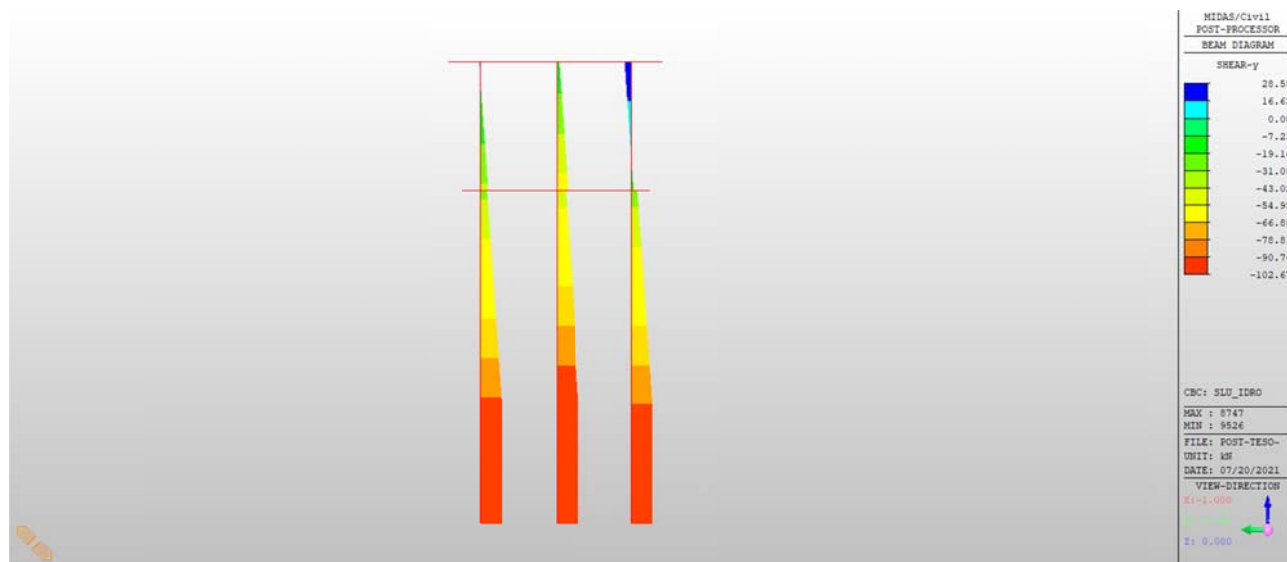


Figura 5 Diagramma di taglio in combinazione eccezionale - Pila 8

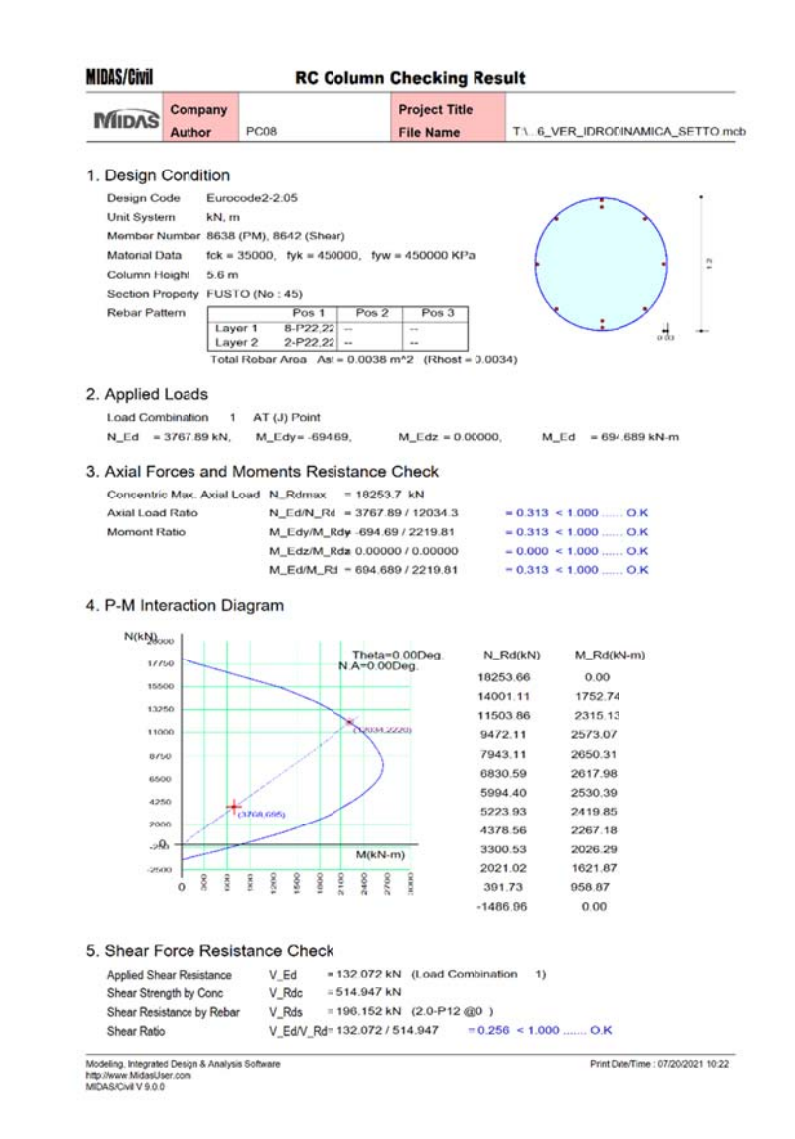


Figura 6 Verifica fusto D=1.2m

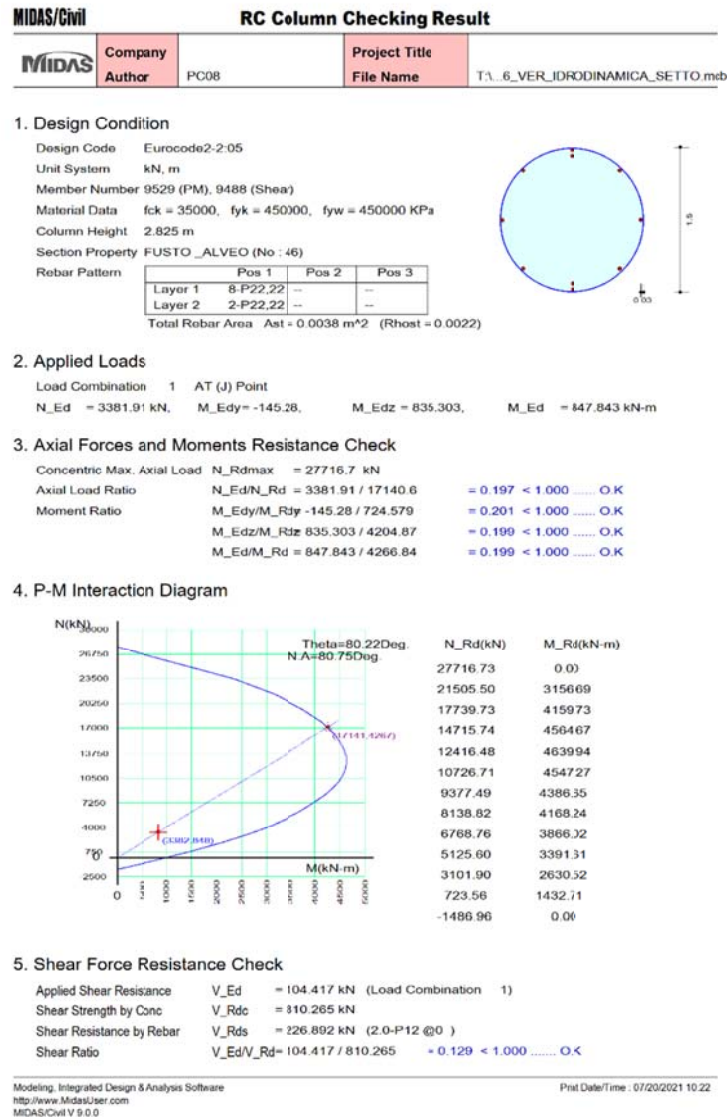


Figura 7 Verifica fusto D=1.5m

### 5.3.2 RISULTATI CASO 2 – PILA 9

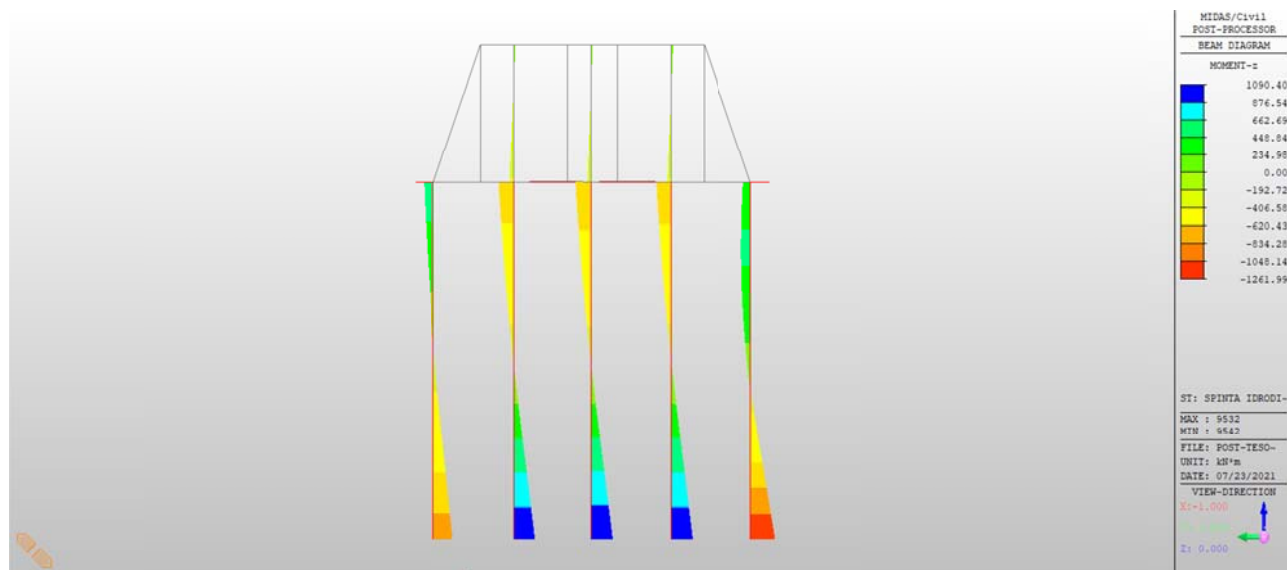


Figura 8 Diagramma di momento per la spinta idrodinamica - Pila 9

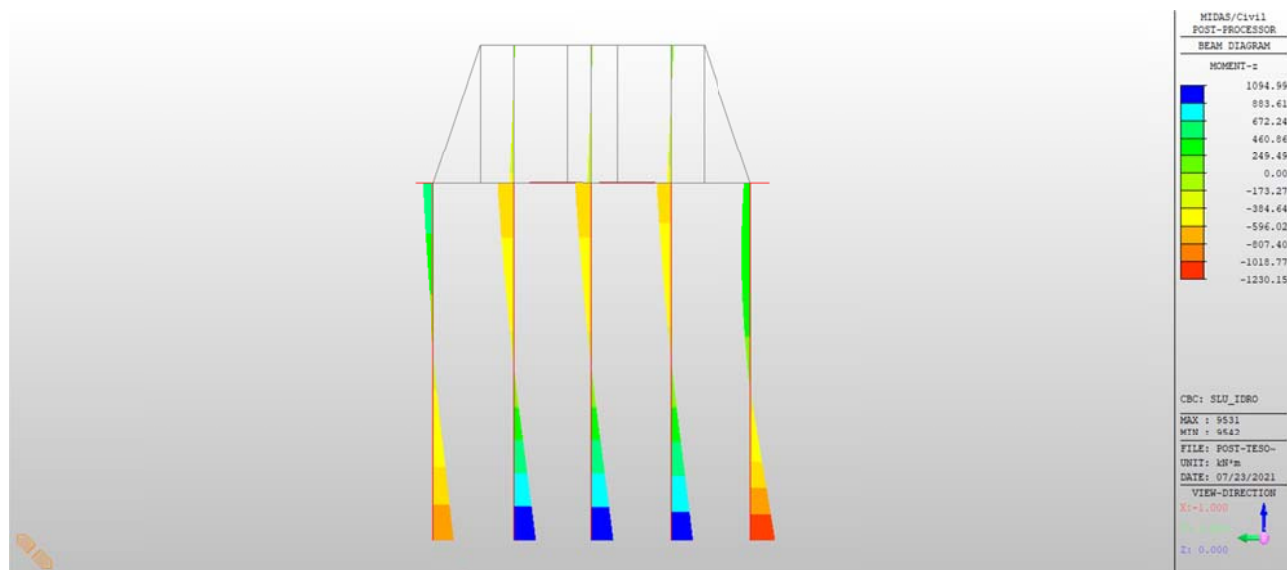


Figura 9 Diagramma di momento in combinazione - Pila 9

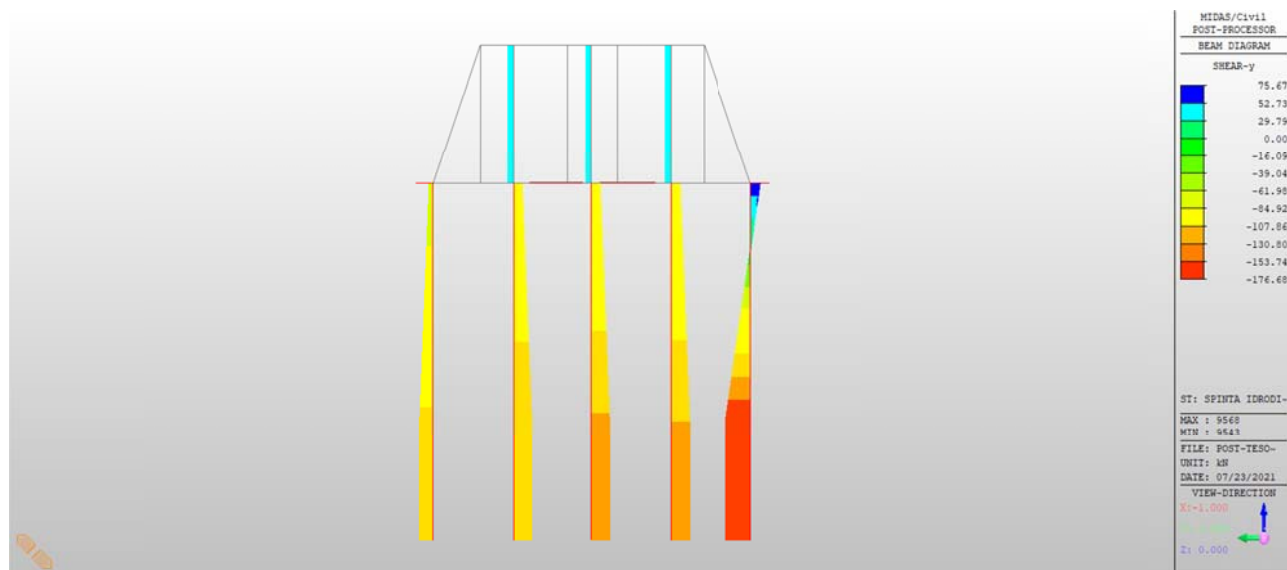


Figura 10 Diagramma di taglio per la spinta idrodinamica - Pila 9

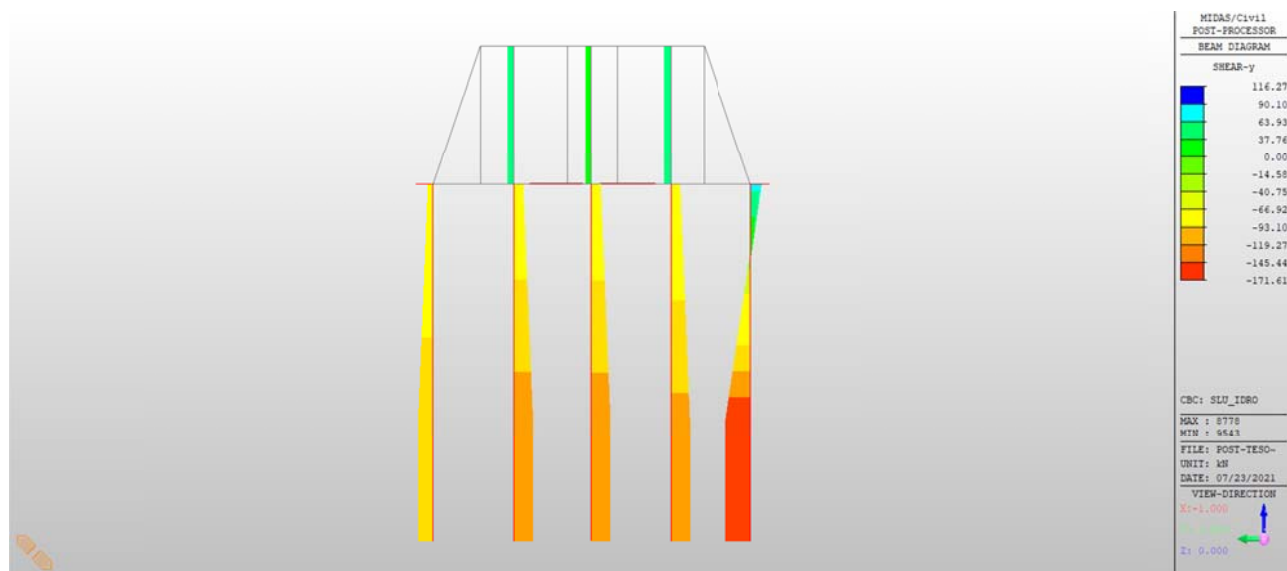
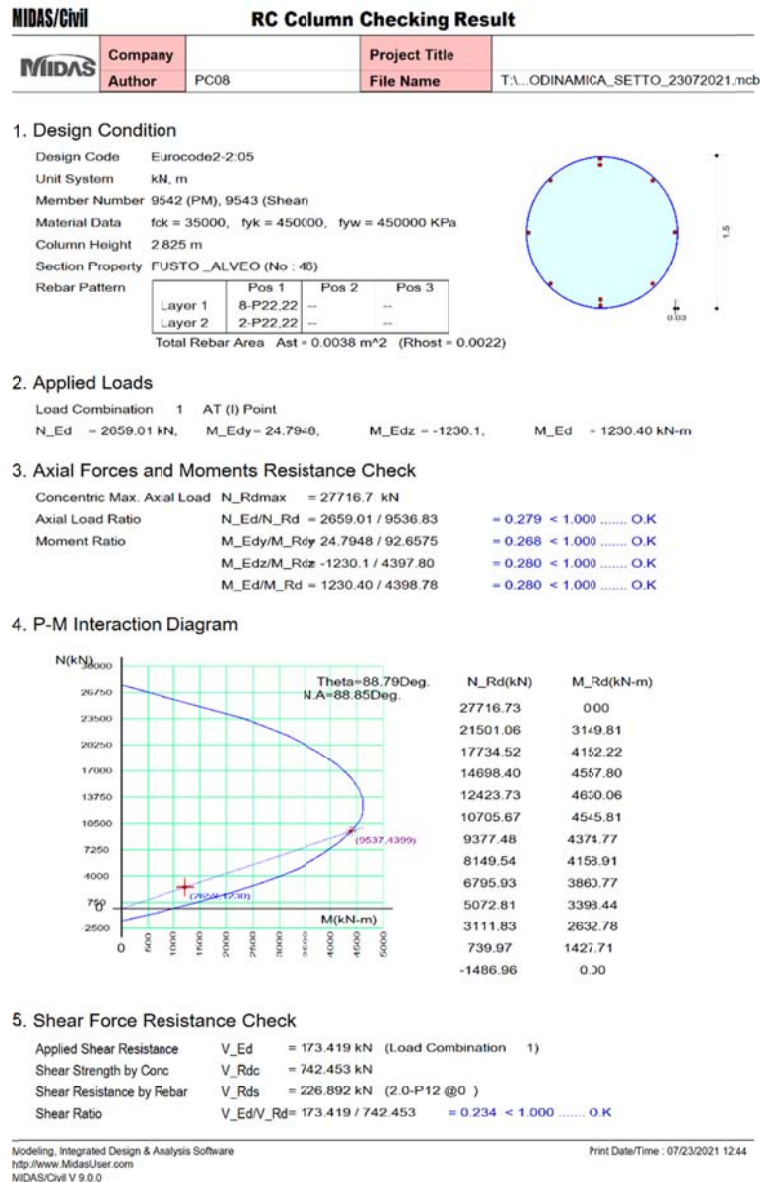


Figura 11 Diagramma di tagli in combinazione - Pila 9



## 6 ANALISI SISMICA

### 6.1 PARAMETRI SISMICI E SPETTRI ELASTICI

Si omette la trattazione dettagliata per ricavare lo Spettro di progetto dell'azione sismica, per la quale si rimanda al documento specifico *Relazione Sismica* a firma del Geologo Nicola Saviane. **Lo spettro è definito per una classe d'uso III.**

I valori dello Spettro di capacità utilizzati sono:

#### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

##### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.107 g
$F_a$	2.573
$T_C$	0.319 s
$S_S$	1.500
$C_C$	1.531
$S_T$	1.000
$q$	1.000

##### Parametri dipendenti

$S$	1.500
$\eta$	1.000
$T_B$	0.163 s
$T_C$	0.488 s
$T_D$	2.028 s

##### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_C / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_C \cdot T_C^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / \xi + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

##### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

##### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.161
0.163	0.413
0.488	0.413
0.562	0.359
0.635	0.318
0.708	0.285
0.782	0.258
0.855	0.236
0.928	0.218
1.002	0.202
1.075	0.188
1.148	0.176
1.222	0.165
1.295	0.156
1.368	0.148
1.442	0.140
1.515	0.133
1.588	0.127
1.662	0.122
1.735	0.116
1.808	0.112
1.882	0.107
1.955	0.103
2.028	0.100
2.122	0.091
2.216	0.083
2.310	0.077
2.404	0.071
2.498	0.066
2.592	0.061
2.686	0.057
2.780	0.053
2.873	0.050
2.967	0.047
3.061	0.044
3.155	0.041
3.249	0.039
3.343	0.037
3.437	0.035
3.531	0.033
3.624	0.031
3.718	0.030
3.812	0.028
3.906	0.027
4.000	0.026

Figura 12 Spettro di progetto per la componente orizzontale



### Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato limite SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_{gv}$	0.047 g
$S_S$	1.000
$S_T$	1.000
$q$	1.000
$T_B$	0.050 s
$T_C$	0.150 s
$T_D$	1.000 s

#### Parametri dipendenti

$F_v$	1.137
$S$	1.000
$\eta$	1.000

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_S \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[ \frac{T}{T_{B1}} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_{B1}} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \\ T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right) \\ T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right) \end{aligned}$$

#### Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.047
0.050	0.122
0.150	0.122
0.235	0.078
0.320	0.057
0.405	0.045
0.490	0.037
0.575	0.032
0.660	0.028
0.745	0.025
0.830	0.022
0.915	0.020
1.000	0.018
1.094	0.015
1.188	0.013
1.281	0.011
1.375	0.010
1.469	0.008
1.563	0.007
1.656	0.007
1.750	0.006
1.844	0.005
1.938	0.005
2.031	0.004
2.125	0.004
2.219	0.004
2.313	0.003
2.406	0.003
2.500	0.003
2.594	0.003
2.688	0.003
2.781	0.002
2.875	0.002
2.969	0.002
3.063	0.002
3.156	0.002
3.250	0.002
3.344	0.002
3.438	0.002
3.531	0.001
3.625	0.001
3.719	0.001
3.813	0.001
3.906	0.001
4.000	0.001

Figura 13 Spettro di progetto per la componente verticale

## 6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Secondo quanto stabilito dalle NTC18 viene considerata la combinazione sismica:

$$E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

Dove, in particolare, la risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto si calcola secondo la nota espressione:



$$1.00 \cdot E_x + 0.30E_y + 3.0E_z$$

I coefficienti vengono alternati a rotazione sulle tre componenti. Nel complesso si sono quindi individuate le combinazioni seguenti:

$$C_1 = G_1 + G_2 + E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$C_2 = G_1 + G_2 + 0.3E_x + E_y + 0.3E_z$$

$$C_3 = G_1 + G_2 + 0.3E_x + 0.3E_y + E_z$$

$$C_4 = G_1 + G_2 + E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$C_5 = G_1 + G_2 + 0.3E_x - E_y + 0.3E_z$$

$$C_6 = G_1 + G_2 + 0.3E_x - 0.3E_y + E_z$$

$$C_7 = G_1 + G_2 - E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$C_8 = G_1 + G_2 - 0.3E_x + E_y + 0.3E_z$$

$$C_9 = G_1 + G_2 - 0.3E_x + 0.3E_y + E_z$$

$$C_{10} = G_1 + G_2 - E_x - 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$C_{11} = G_1 + G_2 - 0.3E_x - E_y + 0.3E_z$$

$$C_{12} = G_1 + G_2 - 0.3E_x - 0.3E_y + E_z$$

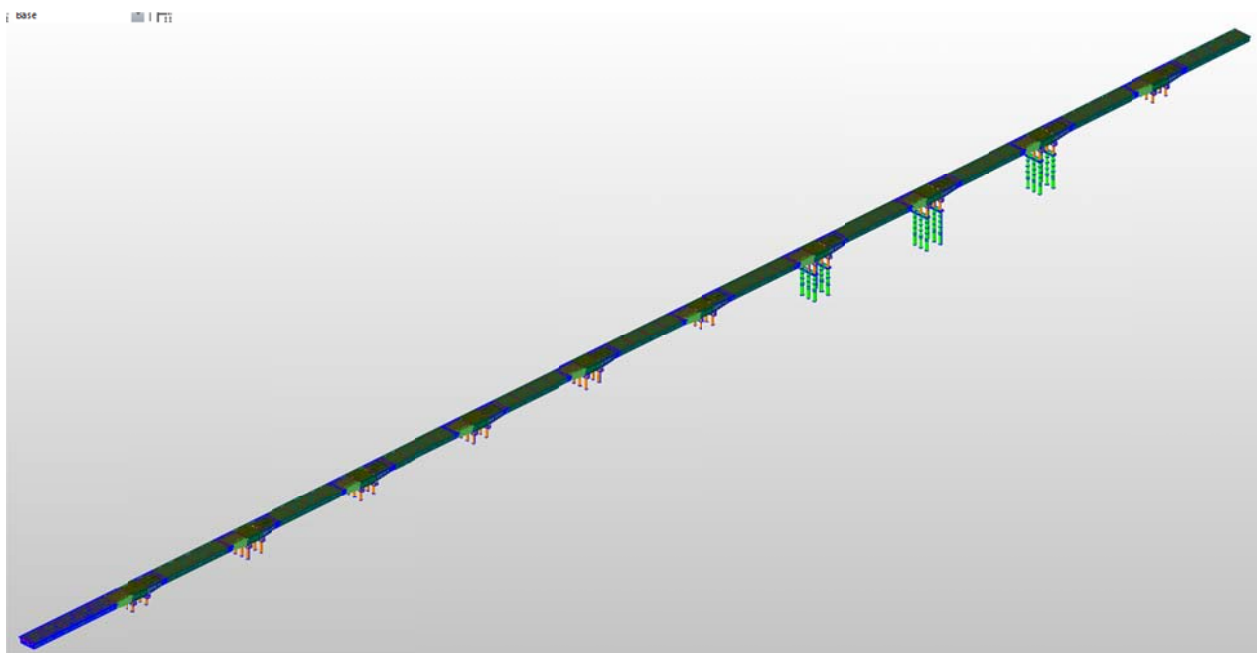
La progettazione o la verifica saranno poi condotte considerando l'involuppo di tutte le combinazioni.

### **6.3 MODELLAZIONE STRUTTURALE**

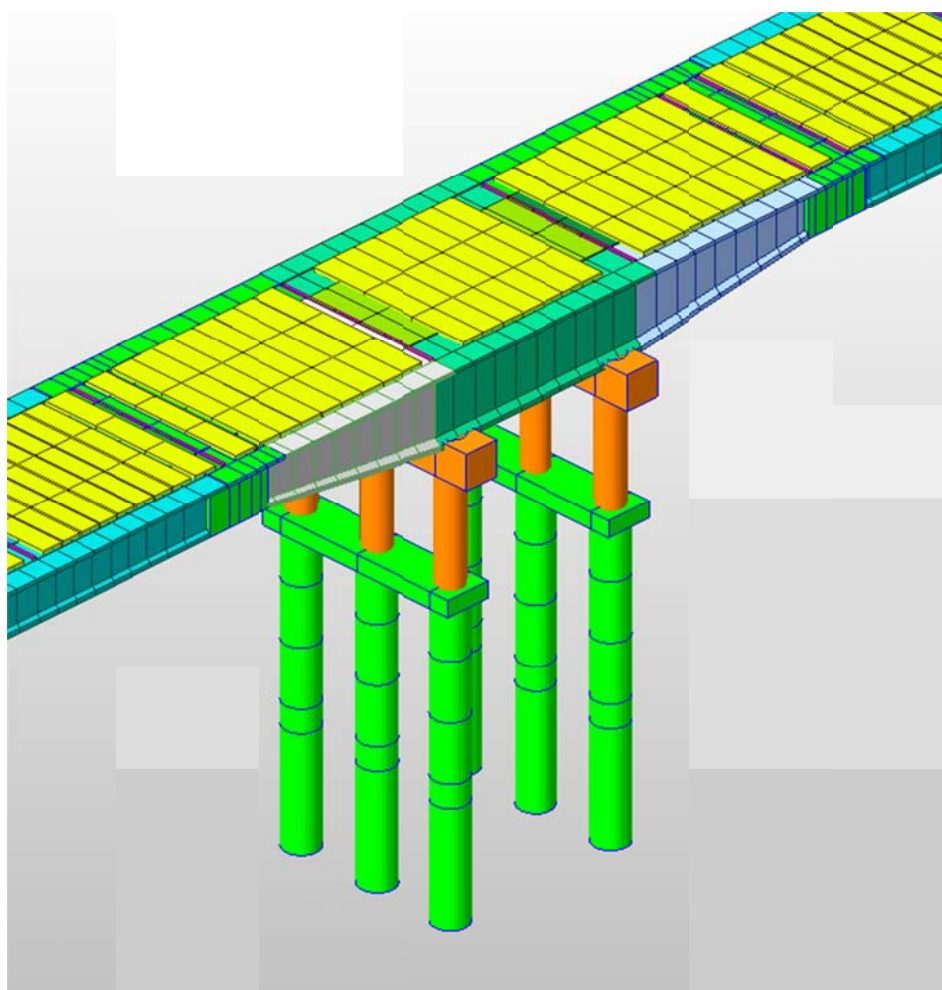
Il modello FEM è stato realizzato tramite il software MIDAS Civil.

Al fine di modellare in modo migliore possibile la struttura dell'impalcato e dunque ottenere accurate proprietà sezionali si è optato per modellare l'impalcato a travi singole e non ricorrere quindi ad un modello unifilare.

Il modello utilizza elementi di tipo beam per tutte le componenti strutturali di impalcato e pile. Particolare attenzione è stata posta nella modellazione delle sezioni rastremate delle travi continue su pila. Tutte le sezioni delle travi sono state importate da disegno .dxf. Al contrario, la modellazione della prima campata con sezione a cassone è avvenuta sfruttando il database del software.



*Figura 14 Modello completo del tratto lato Mantova*



*Figura 15 Particolare della campata continua su pile – Mantova*

### 6.3.1 MODELLAZIONE DELLE PILE

Al fine di verificare le pile nel rispetto delle azioni sismiche ed idrodinamiche, i fusti sono stati modellati secondo quanto dichiarato nei disegni storici di progetto che evidenziano due sezioni di grandezza diversa: i fusti tra impalcato e traverso hanno un diametro di 1.20m mentre i restanti che andranno in fondazione un diametro di 1.5m.

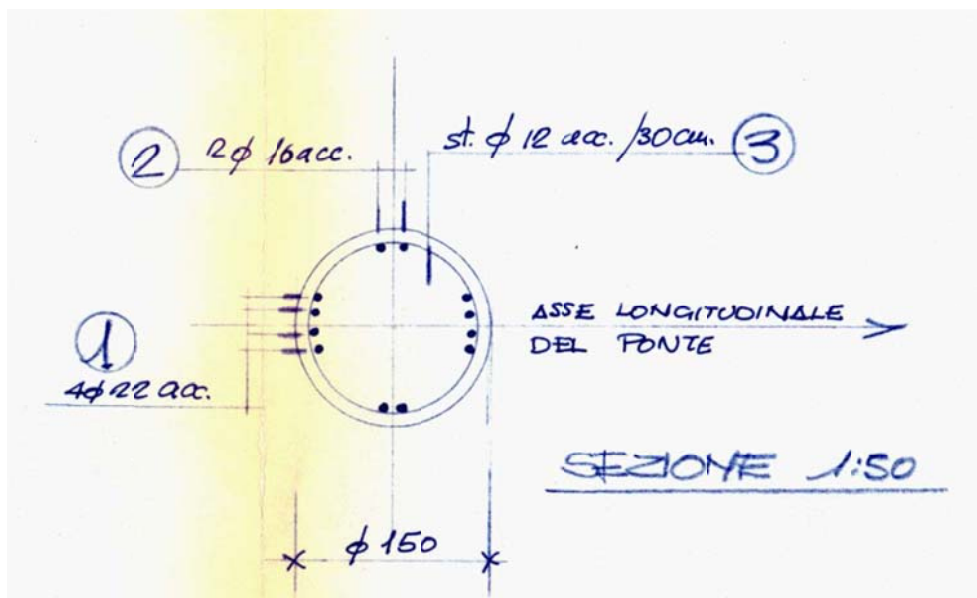


Figura 16 Particolare fusto in acqua - lato Mantova

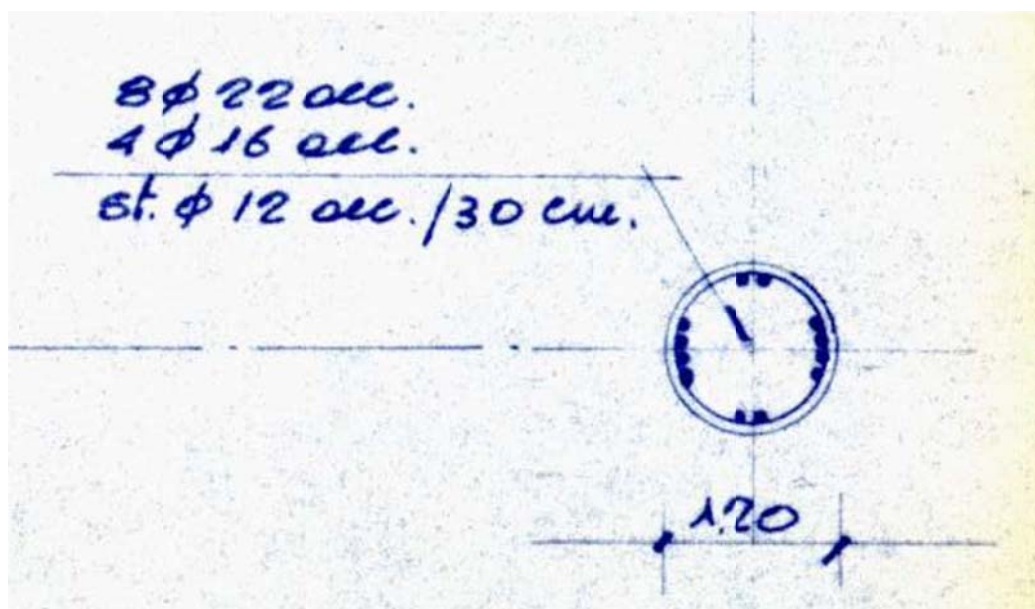


Figura 17 Particolare fusti impalcato-traverso - lato Mantova

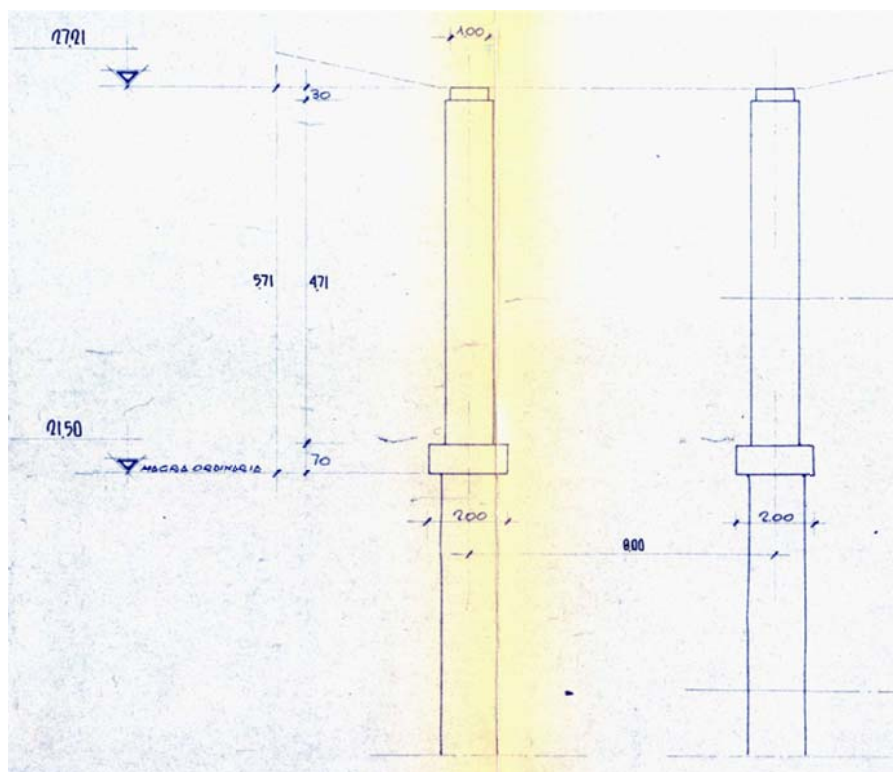


Figura 18 Vista laterale della pila - lato Mantova

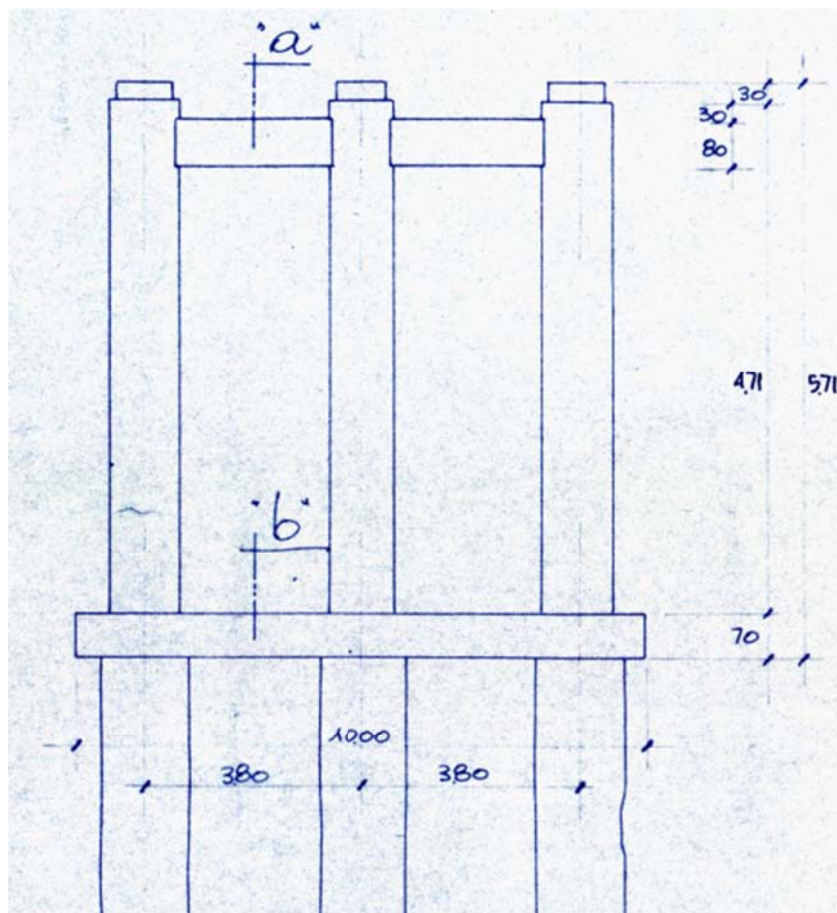


Figura 19 Vista frontale della pila - lato Mantova

I disegni di progetto sopra riportati non sono validi per la *pila 10*; essa infatti, a causa di un urto in fase di costruzione è stata rinforzata con un setto e presenta inoltre due pali in più. Nel complesso dunque, per il tratto in alveo, si hanno:

- 2 pile a telaio piano da 3 fusti
- 1 pila a telaio piano a 5 fusti inferiori

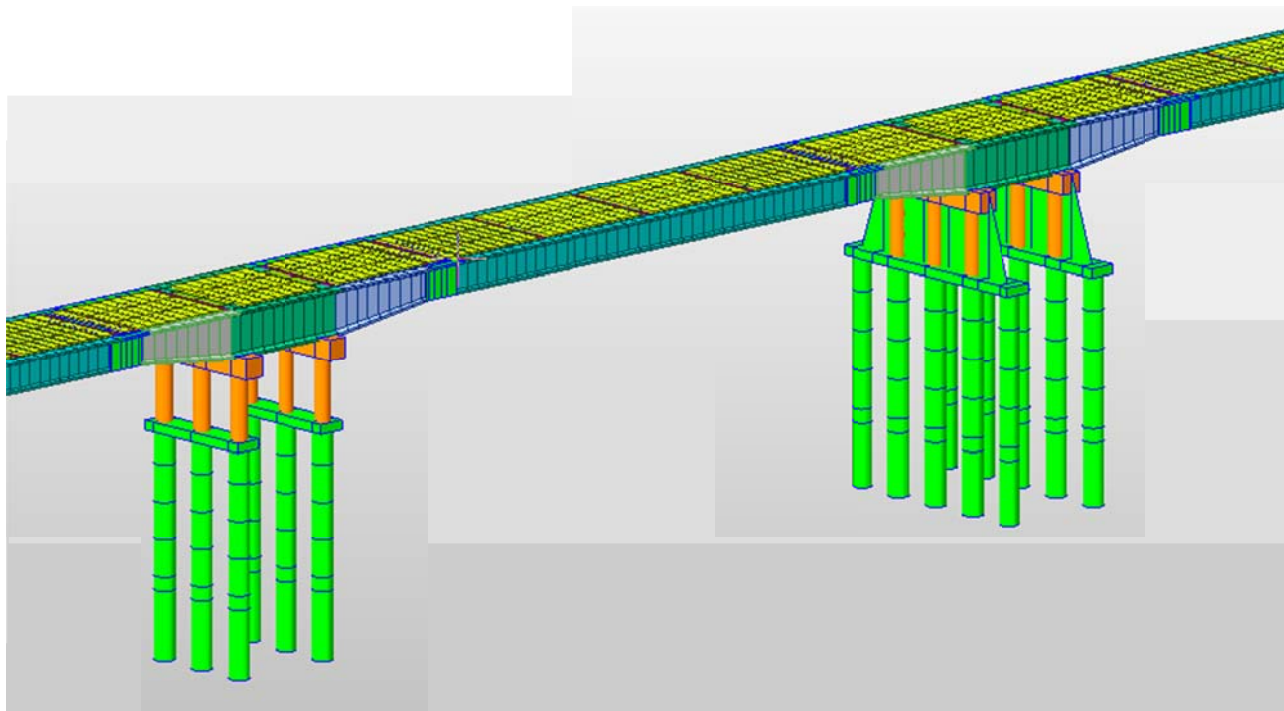


Figura 20 Particolare pila 8 e pila 9

### 6.3.2 MODELLAZIONE DEGLI APPOGGI

Gli appoggi sono stati modellati attraverso due nodi, uno collegato all'impalcato tramite un *link rigido* ed un altro collegato al fusto della pila tramite *link elastico*.

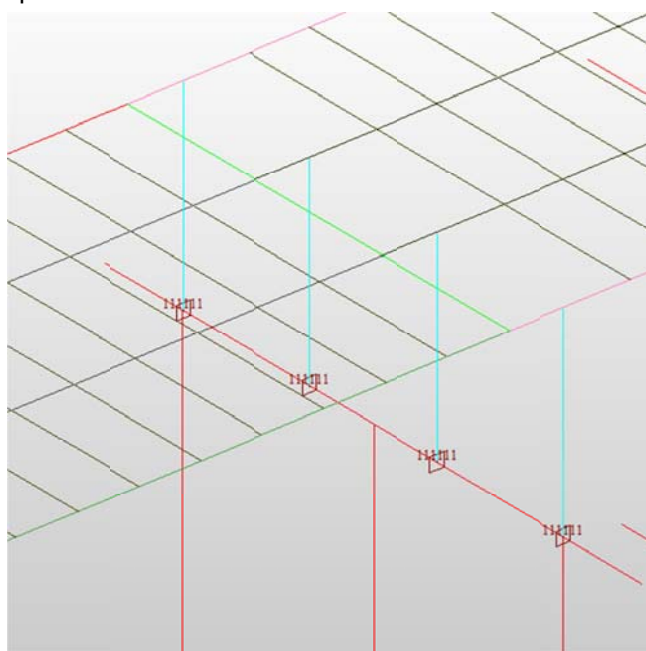


Figura 21 Collegamento impalcato - pila - lato Mantova



Agli *elastic link* è stato assegnato comportamento rigido in direzione verticale e trasversale, mentre in direzione longitudinale (dunque in asse impalcato) una rigidezza media di  $7 \text{ kN/mm}$ .

	No	Node1	Node2	Type	B Angle ([deg])	RIGID	SDx (kN/mm)	SDy (kN/mm)	SDz (kN/mm)	SRx (kN*mm/[rad])	SRy (kN*mm/[rad])	SRz (kN*mm/[rad])
	1	1831	5369	GEN	0.00	110111	0.0000	0.0000	7.0000	0.00	0.00	0.00
	2	1833	5376	GEN	0.00	110111	0.0000	0.0000	7.0000	0.00	0.00	0.00
	3	1834	5377	GEN	0.00	110111	0.0000	0.0000	7.0000	0.00	0.00	0.00

Figura 22 Elastic link - appoggi lato Mantova

La rigidezza degli appoggi è stata tarata e verificata con i risultati ottenuti dalle prove dinamiche.

### 6.3.3 MODELLAZIONE DEI VINCOLI ESTERNI

I vincoli esterni assegnati sono:

- Vincolo a carrello sulla spalla
- Vincolo a cerniera sull'ultima campata al cambio di schema statico
- Vincolo ad incastro alla base delle pile

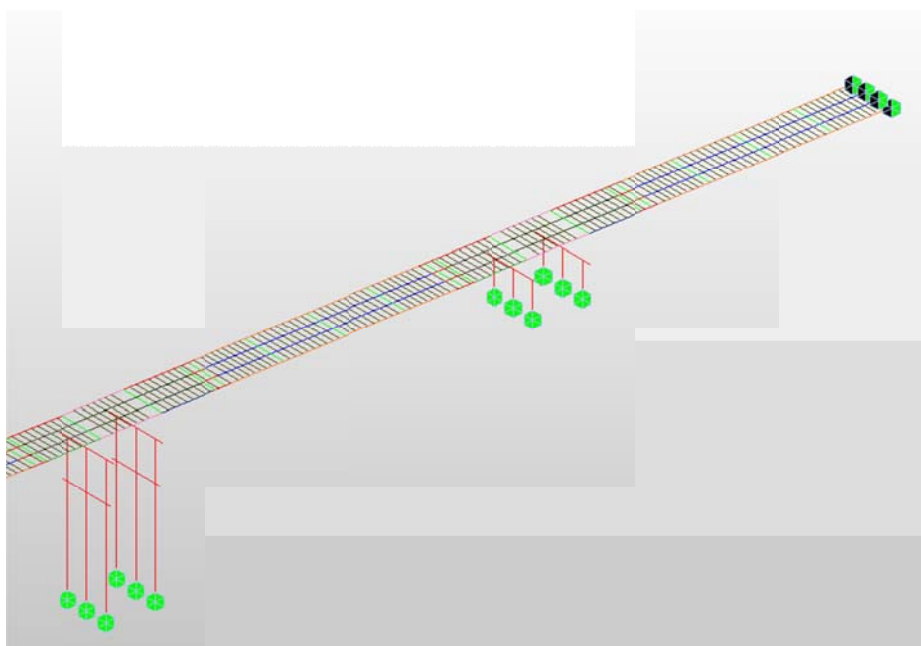


Figura 23 Vincoli esterni su pile ed a fine tratto mantovano

### 6.3.3.1 LUNGHEZZA DELLE PILE

Poiché l'obiettivo è quello di studiare la risposta modale della struttura, risulta fondamentale considerare la corretta altezza delle pile. Particolare attenzione è stata riposta nella modellazione delle pile in alveo. Per queste infatti non è lecito considerare un vincolo ad incastro coincidente con il fondo alveo essendo esso composto, per i primi strati, di materiale organico, limi ed altro materiale incoerente.

Si è scelto dunque di andare a calcolare la *lunghezza elastica* del palo  $l_0$ . Tale lunghezza rappresenta il segmento di palo da fondo alveo oltre il quale è lecito considerare un vincolo ad incastro.

$$L_0 = \left( \frac{4EJ}{E_s} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Dove:

$EJ$  è la rigidezza del palo di fondazione;

$E_s$  è il modulo elastico del terreno stimato come il prodotto tra la larghezza della zona interessata dallo spostamento del palo  $B$  e il *coefficiente di sottofondo del terreno*  $k_h$ .

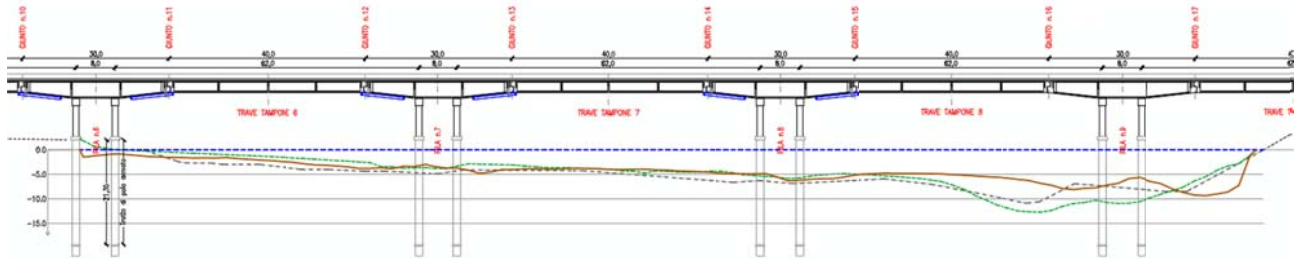


Figura 24 Comparazione dei profili batimetrici - in marrone rilievo batimetrico 2021

Poiché sono state eseguite indagini geognostiche su entrambi le sponde del fiume si andranno a calcolare due diverse lunghezze di palo elastico.

#### 6.3.3.1.1 Lato mantovano – sponda lombarda

Le grandezze coinvolte nel calcolo valgono:

$$B = 1.5 D = 1.5 \cdot 1.5 = 2.25m$$

$$K_h = 6395 \text{ kN/m}^3$$

$$E_c = 3.41 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$J_p = 2.48 \cdot 10^{-1} m^4$$

La lunghezza elastica del palo vale dunque:

$$l_0 = 6.96m$$

### 6.3.3.1.2 Lato Reggio Emilia – sponda emiliana

$$B = 1.5 \quad D = 1.5 \cdot 1.5 = 2.25m$$

$$K_h = 7761 \text{ kN/m}^3$$

$$E_c = 3.41 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$J_p = 2.48 \cdot 10^{-1} m^4$$

La lunghezza elastica del palo vale dunque:

$$l_0 = 6.63m$$

### 6.3.4 APPLICAZIONE DEI CARICHI

Al fine di condurre un'analisi modale è necessario convertire i carichi agenti sugli elementi beam in massa partecipante. Tramite il comando *Load to mass* i carichi permanenti sono quindi tradotti in masse applicate ai nodi. Per questo motivo gli elementi beam dell'impalcato sono stati divisi in sotto elementi di circa 1m ai cui nodi sono concentrate le masse d'impalcato.

## 6.4 RISULTATI DELL'ANALISI MODALE

Si riportano nel seguito i risultati dell'analisi modale.

Il range di frequenze ottenute è stato settato in modo tale per cui la massa partecipante sia almeno pari all'85% su tutte e tre le direzioni.

EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency		Period	Tolerance	
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)		
1	6.665882	1.060908	0.942589	0.0000e+000	
2	7.732728	1.230702	0.812544	0.0000e+000	
3	9.789760	1.558089	0.641812	0.0000e+000	
4	11.195016	1.781742	0.561248	0.0000e+000	
5	12.004488	1.910574	0.523403	0.0000e+000	
6	12.604420	2.006056	0.498491	0.0000e+000	
7	13.361732	2.126586	0.470237	0.0000e+000	
8	13.459366	2.142125	0.466826	0.0000e+000	
9	14.817798	2.358326	0.424030	0.0000e+000	
10	15.842284	2.521378	0.396609	0.0000e+000	
11	16.082208	2.559563	0.390692	0.0000e+000	
12	16.814496	2.676110	0.373677	0.0000e+000	
13	17.934687	2.854394	0.350337	0.0000e+000	
14	19.138285	3.045953	0.328305	0.0000e+000	
15	19.674788	3.131340	0.319352	0.0000e+000	
16	20.504963	3.263466	0.306423	0.0000e+000	
17	22.223429	3.536969	0.282728	0.0000e+000	
18	29.310973	4.664986	0.214363	0.0000e+000	
19	32.219127	5.127833	0.195014	0.0000e+000	
20	43.727137	6.959390	0.143691	0.0000e+000	
21	50.856397	8.094047	0.123548	0.0000e+000	
22	61.042564	9.715226	0.102931	0.0000e+000	
23	79.752305	12.692974	0.078784	0.0000e+000	
24	148.468851	23.629552	0.042320	0.0000e+000	

Figura 25 Frequenze di vibrazione del ponte



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	88.44	88.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
2	0.00	88.44	18.33	18.33	0.00	0.00	0.66	0.66	0.00	0.00	0.07	0.07	
3	0.00	88.44	0.54	18.86	0.00	0.00	1.42	2.08	0.00	0.00	0.77	0.84	
4	1.30	89.75	0.00	18.86	0.89	0.89	0.00	2.08	0.10	0.10	0.00	0.84	
5	0.00	89.75	5.80	24.66	0.00	0.89	0.59	2.67	0.00	0.10	0.00	0.84	
6	0.00	89.75	0.00	24.66	3.09	3.98	0.00	2.67	9.30	9.40	0.00	0.84	
7	0.83	90.57	0.00	24.66	0.00	3.98	0.00	2.67	0.04	9.44	0.00	0.84	
8	0.00	90.58	0.00	24.66	0.02	4.00	0.00	2.67	0.00	9.44	0.00	0.84	
9	0.00	90.58	0.00	24.66	1.43	5.43	0.00	2.67	0.52	9.96	0.00	0.84	
10	0.01	90.58	0.00	24.66	0.19	5.62	0.00	2.67	0.66	10.62	0.00	0.84	
11	0.02	90.61	0.00	24.66	21.11	26.74	0.00	2.67	6.50	17.11	0.00	0.84	
12	0.00	90.61	10.31	34.97	0.00	26.74	0.59	3.26	0.01	17.12	9.54	10.38	
13	0.07	90.67	0.02	34.99	3.04	29.78	0.00	3.26	1.99	19.11	0.02	10.40	
14	0.00	90.67	22.98	57.97	0.00	29.78	1.51	4.78	0.01	19.11	25.33	35.74	
15	0.27	90.94	0.01	57.98	0.69	30.47	0.01	4.79	0.47	19.58	0.01	35.74	
16	0.02	90.97	0.09	58.07	0.16	30.63	0.26	5.05	0.02	19.60	0.10	35.85	
17	0.58	91.54	0.00	58.07	0.02	30.65	0.00	5.05	0.01	19.61	0.00	35.85	
18	0.00	91.54	8.40	66.47	0.00	30.65	2.64	7.69	0.00	19.61	10.85	46.69	
19	0.01	91.55	0.00	66.47	0.82	31.47	0.00	7.69	0.84	20.45	0.00	46.69	
20	0.00	91.55	30.95	97.42	0.00	31.47	0.02	7.71	0.00	20.45	21.19	67.88	
21	0.86	92.41	0.00	97.42	0.00	31.47	0.00	7.72	0.00	20.45	0.00	67.88	
22	0.00	92.41	0.00	97.42	26.04	57.52	0.00	7.72	7.83	28.28	0.00	67.88	
23	6.87	99.28	0.00	97.42	0.00	57.52	0.00	7.72	0.00	28.28	0.00	67.88	
24	0.00	99.28	0.00	97.42	27.33	84.85	0.01	7.72	1.33	29.61	0.00	67.88	

Figura 26 Massa modale partecipante

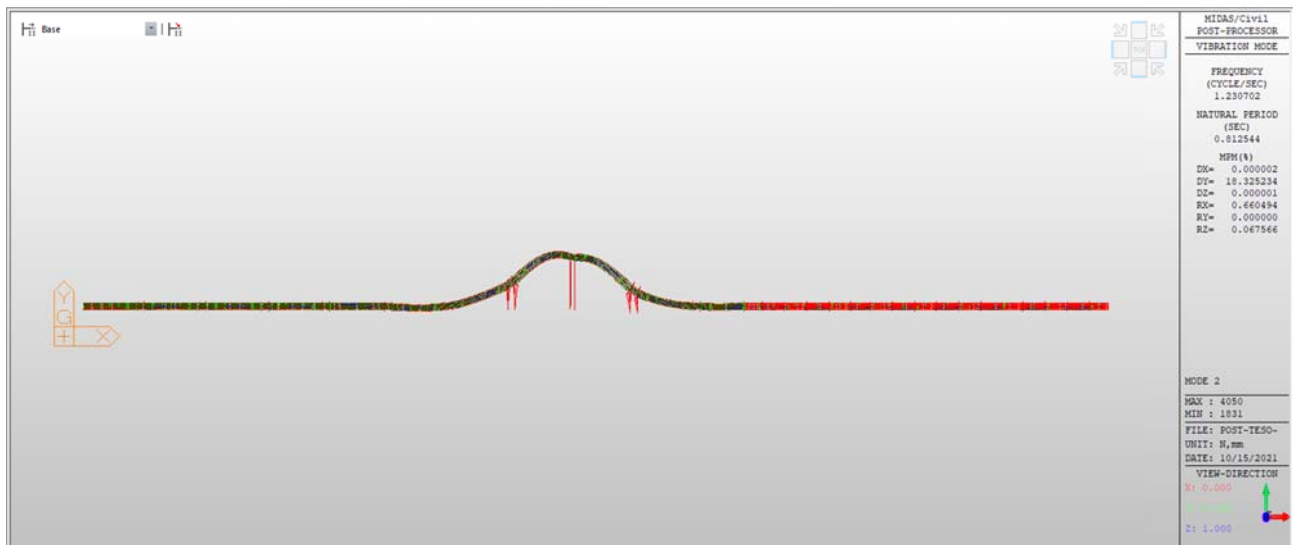


Figura 27 Primo modo di vibrare trasversale

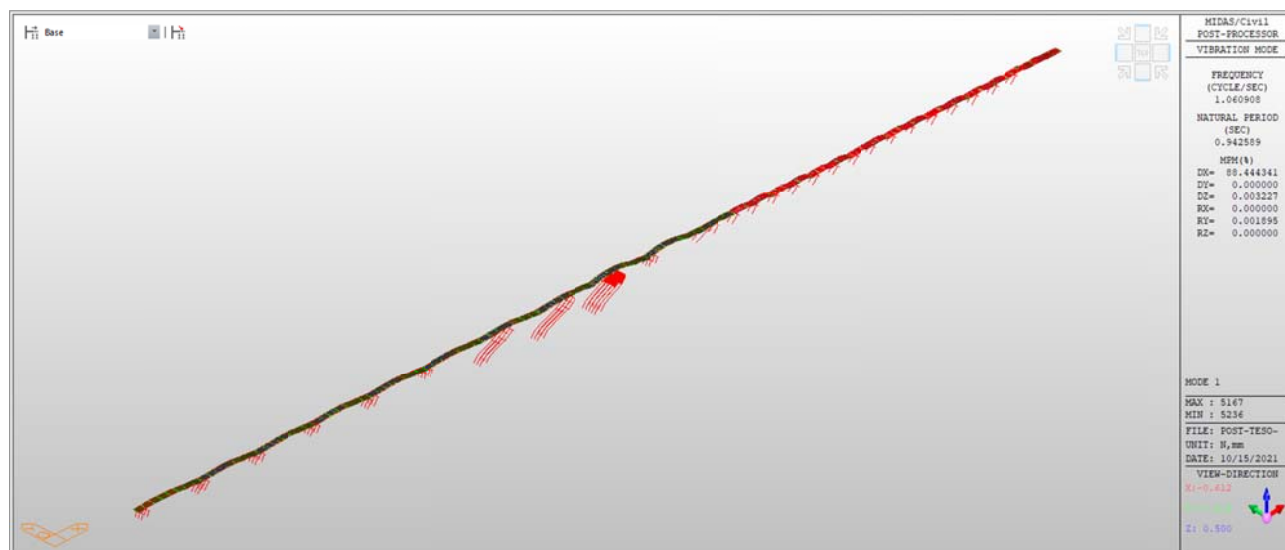


Figura 28 Primo modo di vibrare longitudinale

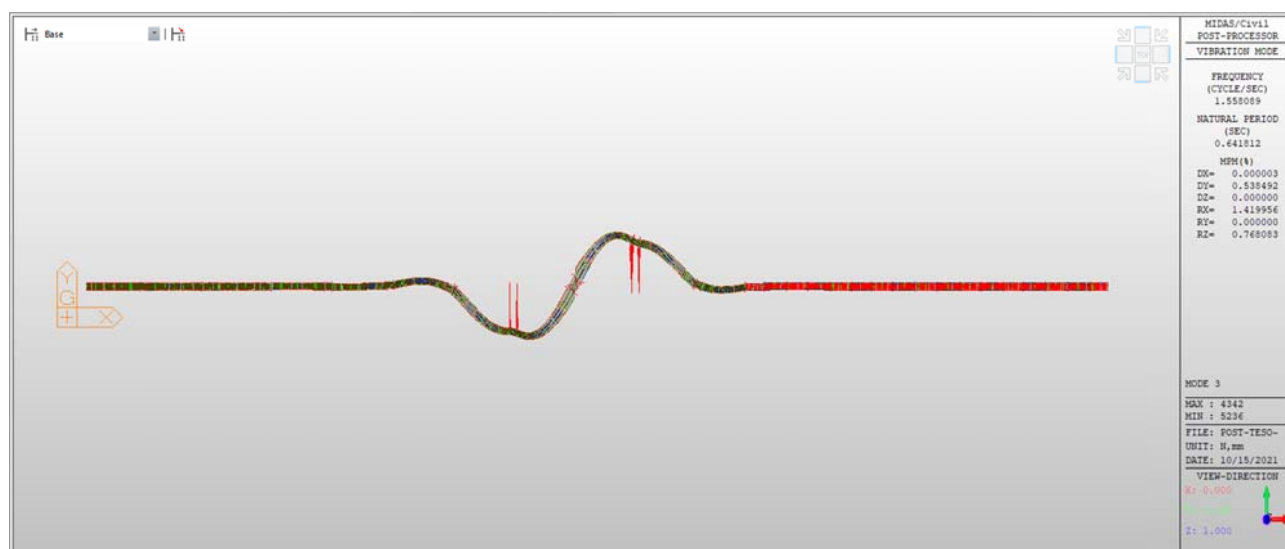


Figura 29 Secondo modo di vibrare trasversale

## 6.5 ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO DI RISPOSTA ELASTICO

### 6.5.1 COMBINAZIONE DEGLI EFFETTI

L'applicazione dello spettro di risposta permette di calcolare gli effetti massimi associati a ciascun modo di vibrare. Durante un evento sismico, tuttavia, gli effetti massimi non si registrano nello stesso istante in cui sono

massimi quelli associati ad un altro modo, non è dunque possibile semplicemente sommare tali effetti che, al contrario, devono essere opportunamente combinati. Il metodo di combinazione dipende dall'intervallo tra le frequenze dei modi di vibrare. Se le frequenze sono tra loro distanti sarà necessario utilizzare il metodo SRSS,

in caso contrario sarà necessario utilizzare il CQC.

Nel caso in esame il metodo utilizzato è il CQC.

RTP: ITS Srl (capogruppo), Prof. Ing. Pier Giorgio Malerba

## 6.5.2 RISULTATI

Si riportano dunque i risultati delle verifiche di resistenza condotte sulle diverse sezioni dei fusti della pila. Poiché il software di verifica richiede che le barre siano tra loro equidistanti non è possibile inserire l'armatura come precisamente stabilito dai disegni di progetto, si è dunque calcolato un diametro equivalente e si sono distribuite a ugual distanza le barre calcolate.

Nelle verifiche si è applicato un fattore di confidenza  $FC=1.2$ .

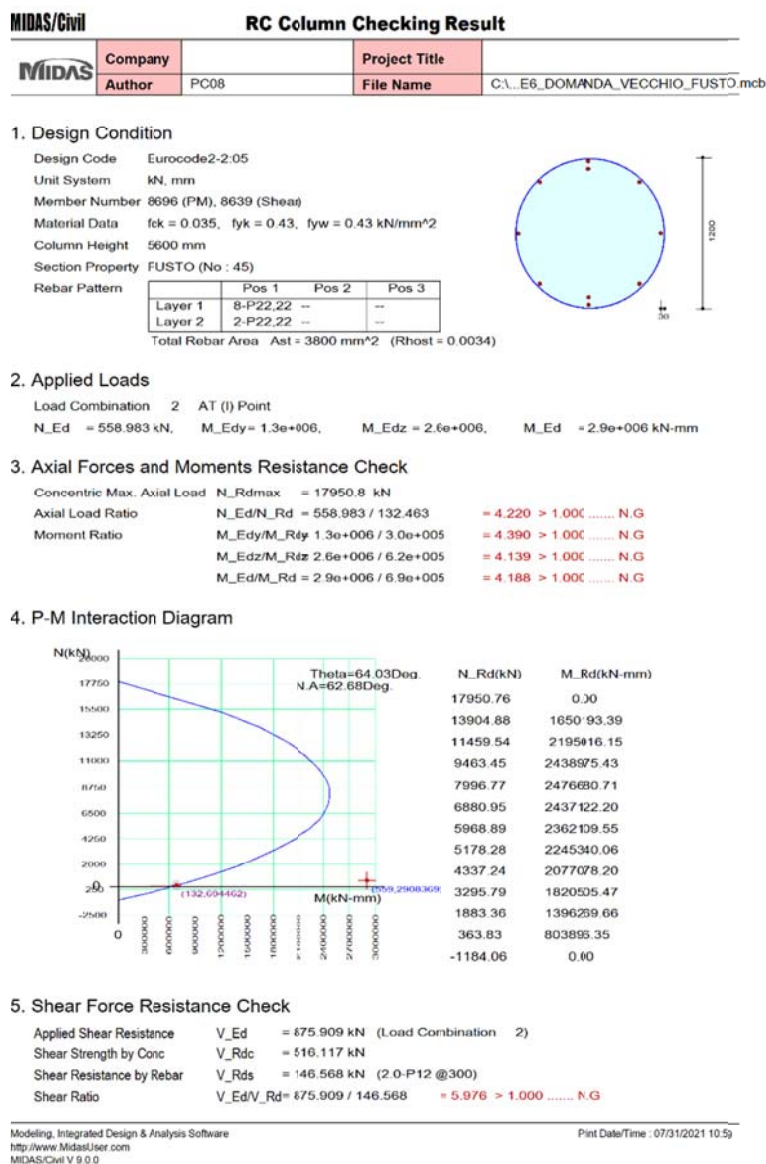


Figura 30 Verifica del fusto  $D=1.2m$

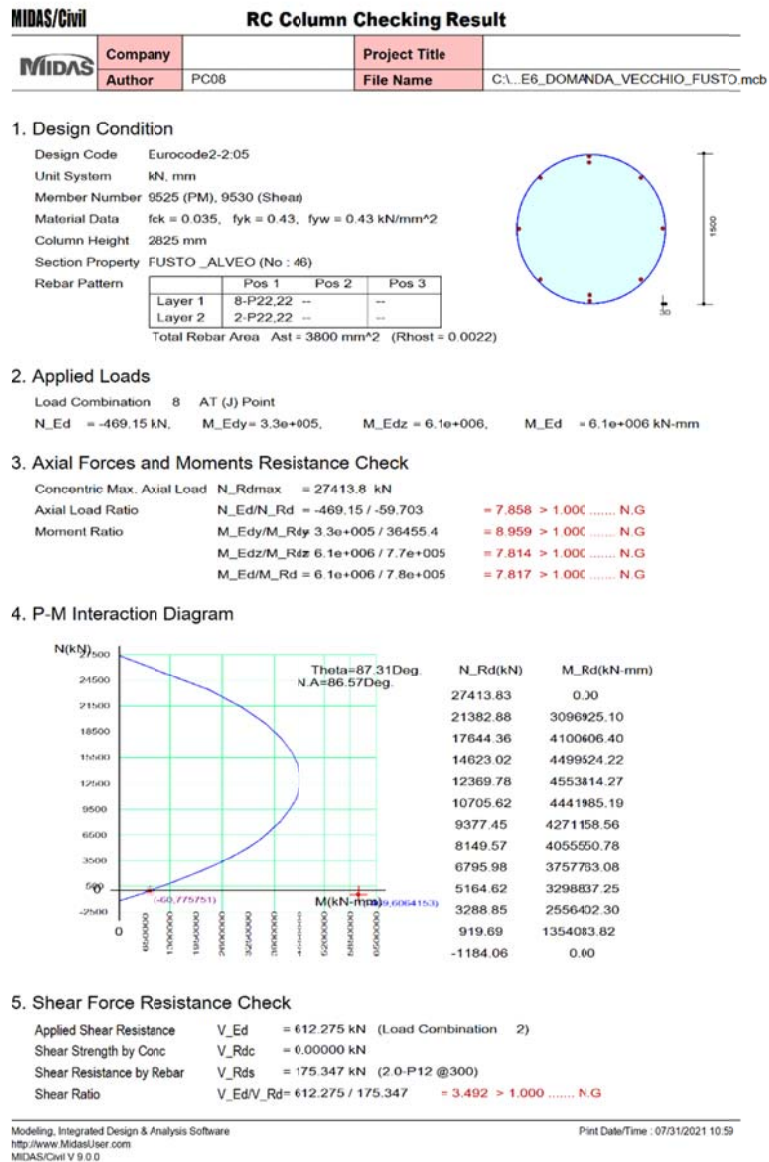


Figura 31 Verifica del fusto D=1.5m

Le verifiche nel rispetto delle sollecitazioni sismiche non sono soddisfatte.

### 6.5.3 MIGLIORAMENTO SISMICO

Poiché le verifiche rispetto la domanda sismica dello Spettro di Progetto non sono verificate, si ricerca il valore di PGA per la quale la norma stabilisce si possa definire un miglioramento sismico. Affinché l'intervento si possa definire tale, il rapporto tra la PGA in capacità e quella richiesta deve essere almeno pari a 0.6.

Assumendo le medesime ipotesi in merito a classe d'uso e vita nominale per il calcolo dello spettro di progetto elastico, si riporta dunque lo spettro di domanda ridotto del 40%.

I valori così ottenuti risultano:

T (s)	Se (g)
0.000	0.096407
0.163	0.248071
0.488	0.248071
0.562	0.21569
0.635	0.190786
0.708	0.171038
0.782	0.154995
0.855	0.141703
0.928	0.130511
1.002	0.120957
1.075	0.112707
1.148	0.10551
1.222	0.099177
1.295	0.093562
1.368	0.088548
1.442	0.084044
1.515	0.079976
1.588	0.076284
1.662	0.072918
1.735	0.069836
1.808	0.067004
1.882	0.064393
1.955	0.061978
2.028	0.059737
2.122	0.054569
2.216	0.050044
2.310	0.046059
2.404	0.042532
2.498	0.039395
2.592	0.036593
2.686	0.034079
2.780	0.031816
2.873	0.029771
2.967	0.027917
3.061	0.026231
3.155	0.024693
3.249	0.023286
3.343	0.021997
3.437	0.020811
3.531	0.019719
3.624	0.018711
3.718	0.017778
3.812	0.016913
3.906	0.01611
4.000	0.015363

Figura 32 Componente orizzontale dello spettro - SLD

T (s)	Se (g)
0.000	0.028398
0.050	0.073072
0.150	0.073072
0.235	0.046642
0.320	0.034253
0.405	0.027064
0.490	0.022369
0.575	0.019062
0.660	0.016607
0.745	0.014713
0.830	0.013206
0.915	0.011979
1.000	0.010961
1.094	0.009162
1.188	0.007773
1.281	0.006677
1.375	0.005797
1.469	0.005081
1.563	0.00449
1.656	0.003996
1.750	0.003579
1.844	0.003224
1.938	0.00292
2.031	0.002657
2.125	0.002427
2.219	0.002227
2.313	0.00205
2.406	0.001893
2.500	0.001754
2.594	0.001629
2.688	0.001518
2.781	0.001417
2.875	0.001326
2.969	0.001244
3.063	0.001169
3.156	0.0011
3.250	0.001038
3.344	0.00098
3.438	0.000928
3.531	0.000879
3.625	0.000834
3.719	0.000793
3.813	0.000754
3.906	0.000718
4.000	0.000685

*Figura 33 Componente verticale dello spettro – SLD*



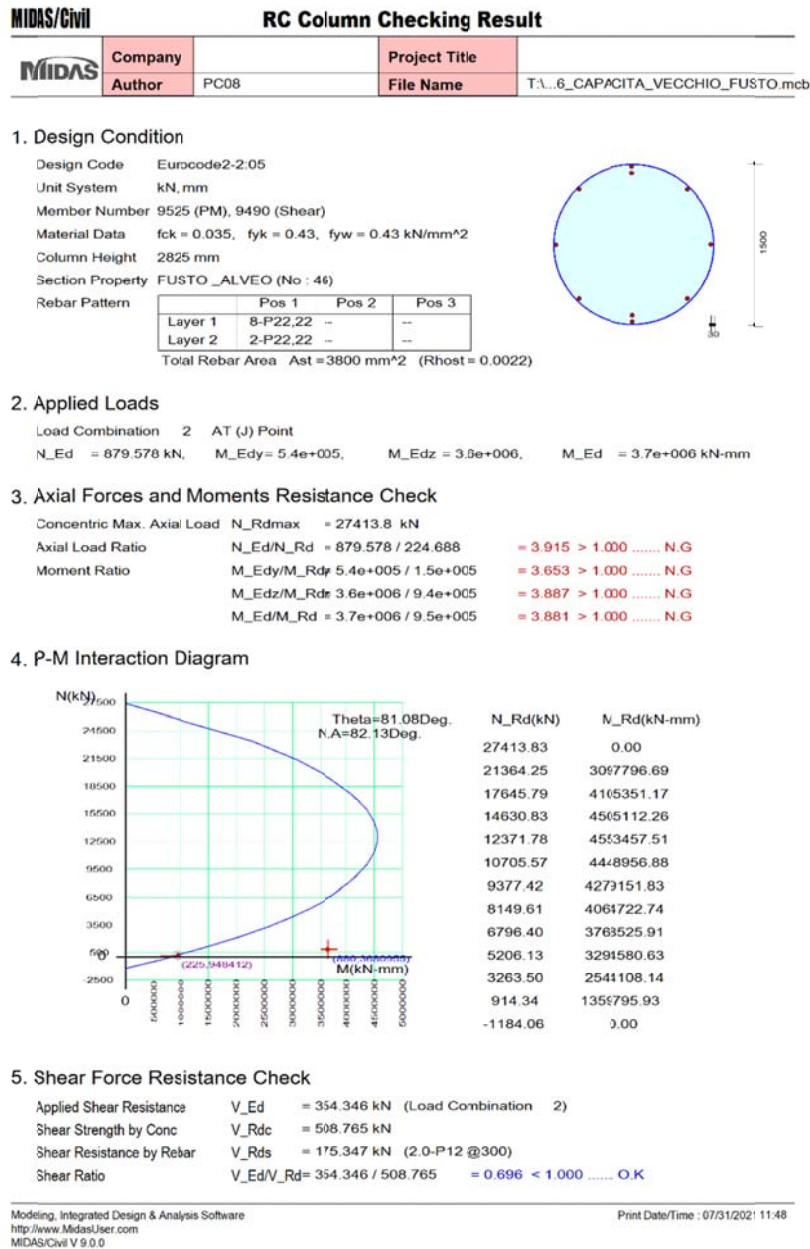


Figura 34 Verifica fusto  $D=1.5\text{m}$

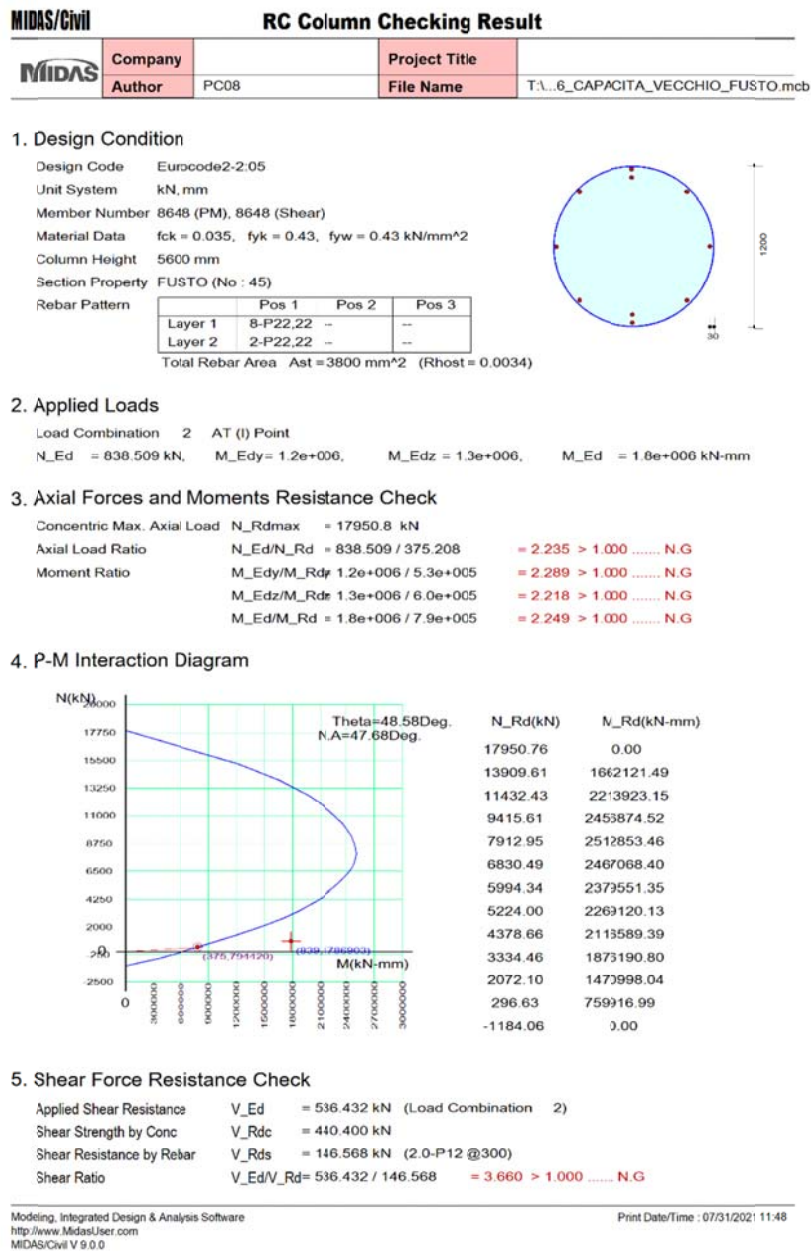


Figura 35 Verifica fusto D=1.2m

#### 6.5.4 INDICE DI RISCHIO SISMICO – STATO DI FATTO

Come sopra citato, 'indice di rischio è definito come il rapporto tra la massima accelerazione in capacità e quella in domanda:

$$IR = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Dove  $PGA_C$  è la massima accelerazione al suolo che la struttura è in grado di verificare strutturalmente, mentre la  $PGA_D$  è l'accelerazione al suolo di progetto (domanda).

Non potendo disporre di un algoritmo automatico di scalatura si procede iterativamente andando ad abbassare lo spettro di risposta finchè gli elementi non risultano verificati. Gli elementi strutturali risultano



verificati andando a considerare uno spettro di progetto pari al 30% di quello di domanda. Mantenendo costanti i parametri  $S_s$  e  $S_t$  l'indice di rischio sismico si ottiene facendo il rapporto tra le accelerazioni:

- Accelerazione di progetto (domanda):  $a_g = 0.107g$
- Accelerazione in capacità:  $a_g = 0.0321g$

Dunque l'indice di rischio risulta:

$$IR = 0.3$$

Nel seguito si riportano le verifiche che risultano soddisfatte applicando uno Spettro di progetto ridotto del 70%.

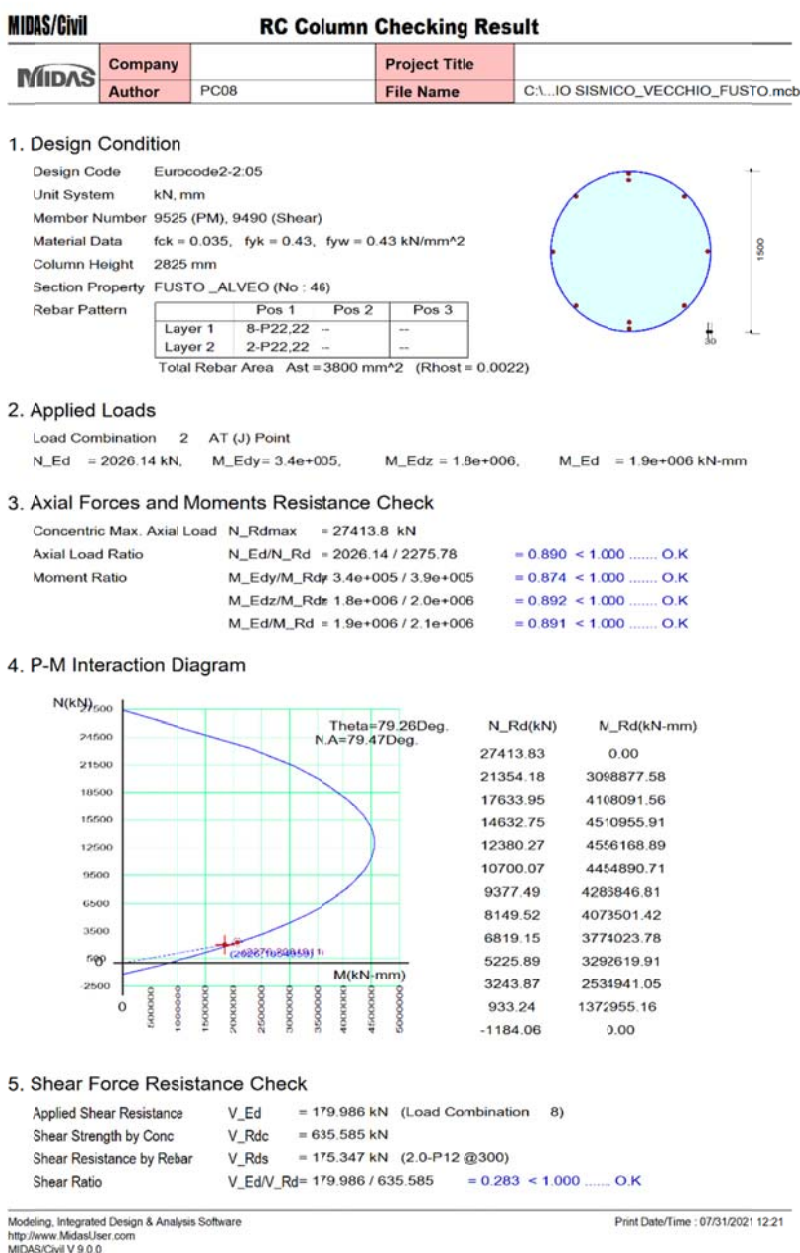


Figura 36 Verifica della capacità fusto  $D=1.5m$

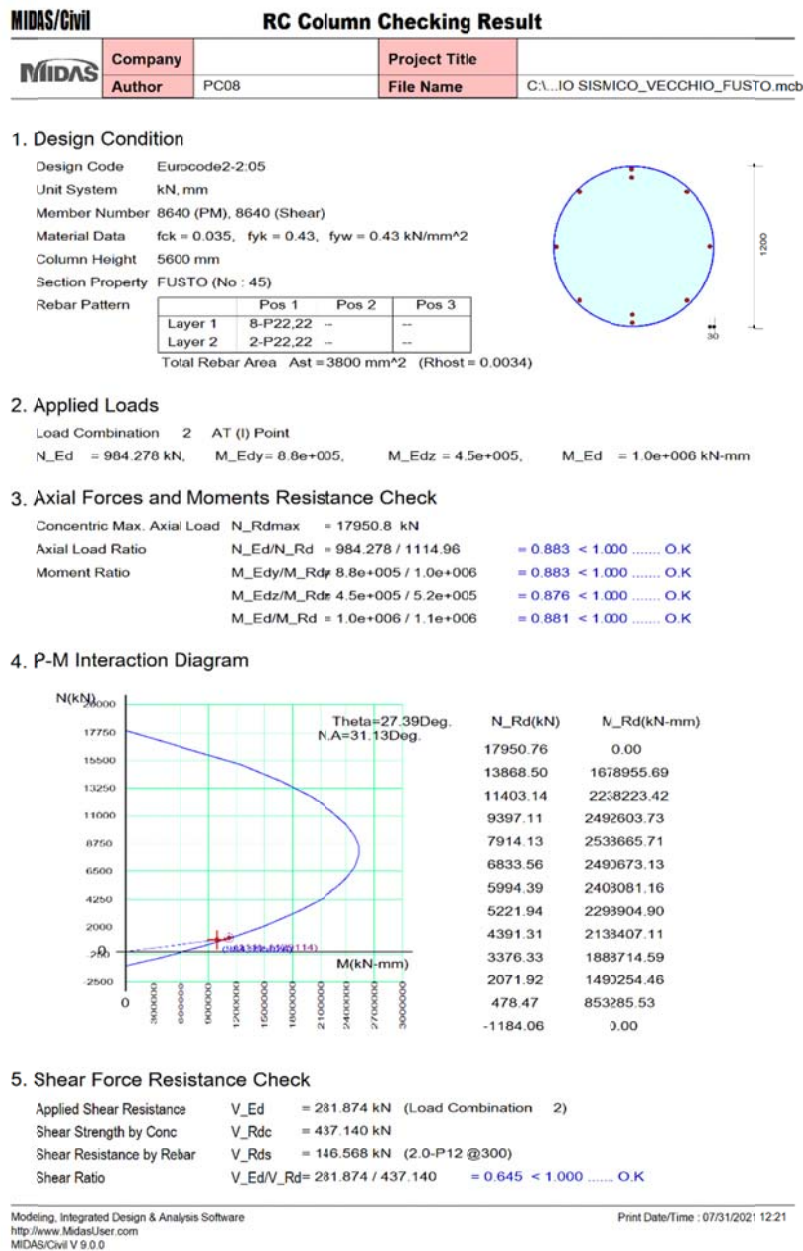


Figura 37 Verifica della capità fusto D=1.2m

## 7 ANALISI DEL DEGRADO DELLE PILE

Le pile in alveo sono fortemente degradate. Nello specifico, i fusti immersi in acqua presentano difetti quali:

- Corrosione della incamiciatura metallica
- Distacco di copriferro
- Rottura staffe cerchianti
- Riduzione della sezione di calcestruzzo
- Vespai

In funzione dunque dello stato di degrado si fanno le seguenti ipotesi:

1. Armatura resistente residua al 30% di quella originale
2. Riduzione di sezione di  $\Delta r = 10\text{cm}$
3. Si riporta la verifica per la sola *pila 9* nel caso di piena e condizione di accumulo
4. Le resistenze dei materiali sono ridotte di  $FC=1.2$



Figura 38 Stato degrado dei fusti in alveo –  $D=1.5\text{m}$



Figura 39 Particolare armatura del fusto in alveo -  $D=1.5\text{m}$

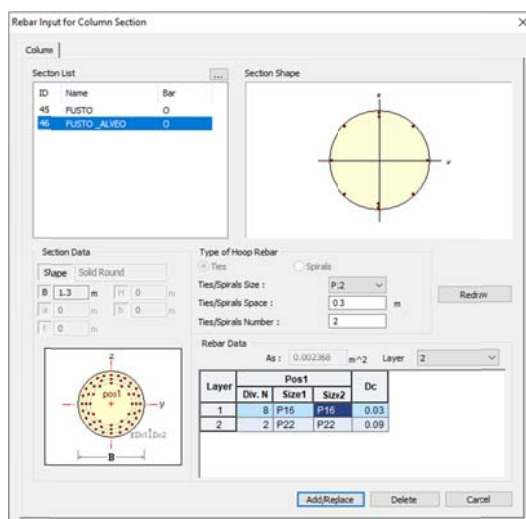


Figura 40 Nuova armatura ridotta del 30% rispetto a quella di progetto -  $D=1.3\text{m}$

## 7.1 RISULTATI – PILA 9

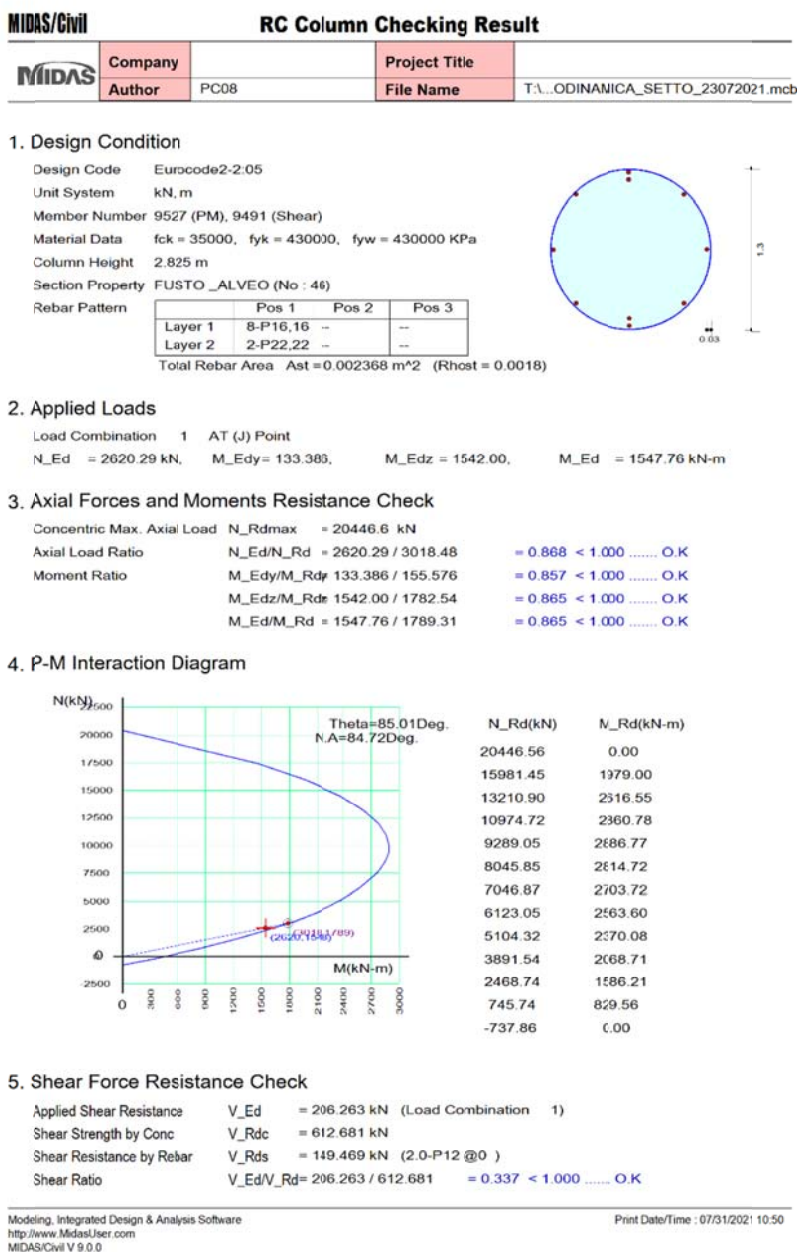


Figura 41 Verifica del fusto degradato - D=1.3m

Nonostante lo stato di degrado del fusto, le verifiche risultano soddisfatte nei confronti dell'azione idrodinamica.

## 8 INTERVENTO DI PROGETTO

Come dimostrato, i fusti non soddisfano le verifiche nei confronti dell'azione sismica. Nel seguente capitolo si riporta dunque l'armatura che sarebbe necessaria per la verifica del fusto. Nello specifico si assumono le seguenti ipotesi:

1. Calcestruzzo C35/45
2. Barre d'armatura B450C
3. Ripristino e ringrosso della sezione in calcestruzzo pari a  $\Delta r = 20\text{ cm}$
4. Incamiciatura esterna in acciaio a protezione del fusto (cassero a perdere in acciaio)

### 8.1 MODELLAZIONE STRUTTURALE

Grazie ai risultati ottenuti dalle ultime prove d'indagine integrative (2021\_022 PD ISP RE 03\_A\_Relazione indagini e prove materiali – 2019), al fine di meglio individuare le sollecitazioni e l'effettivo comportamento dei fusti e delle pile, il modello FEM precedentemente realizzato è stato implementato andando a considerare l'effettiva interazione con il terreno ed i pali sono stati modellati per la loro integrale lunghezza. L'interazione palo-terreno è realizzata tramite un sistema di molle verticali ed orizzontali a cui sono stati debitamente assegnati i parametri geotecnici ricavati dalle indagini geologiche.

Si riassumono di seguito i parametri utilizzati per la modellazione del sistema di molle.

<b>LATO MANTOVANO</b>			
<b>ARGILLA</b>			
Diametro del palo	D=	1.5 m	
Spessore strato	s=	4 m	
Peso specifico terreno	$\gamma$ =	19 kN/m <sup>3</sup>	
Coesione	$C_u$ =	20 kPa	
Angolo d'attrito	$\phi$ =	26 °	
Coefficiente di spinta	$k_0=1-\sin\phi$ =	0.561629	
Coefficiente di sottofondo	$k_h=67C_u/D$ =	893.3333 kN/m <sup>3</sup>	
<b>SABBIA</b>			
Diametro del palo	D=	1.5 m	
Spessore strato	s=	27 m	
Stato di addensamento	$n_h$ =	5	
Coordinata di calcolo	z=	17.5	
Coeff di sottofondo	$k_h$ =	58333.33 kN/m <sup>3</sup>	
Angolo d'attrito	$\phi$ =	31 °	
Coefficiente di spinta	$k_0=1-\sin\phi$ =	0.484962	



<b>LATO EMILIANO</b>			
<b>ARGILLA</b>			
Diametro del palo	D=	1.3	m
Spessore strato	s=	5	m
Peso specifico terreno	$\gamma$ =	19.5	kN/m <sup>3</sup>
Coesione	Cu=	20	kPa
Angolo d'attrito	$\phi$ =	29	°
Coefficiente di spinta	$k_0=1-\sin\phi$ =	0.51519	
Coefficiente di sottofondo	$k_h=67C_u/D$ =	1030.769	kN/m <sup>3</sup>
<b>SABBIA</b>			
Diametro del palo	D=	1.3	m
Spessore strato	s=	18	m
Stato di addensamento	nh=	5	
Coordinata di calcolo	z=	14	
Coeff di sottofondo	$k_h$ =	53846.15	kN/m <sup>3</sup>
Angolo d'attrito	$\phi$ =	31	°
Coefficiente di spinta	$k_0=1-\sin\phi$ =	0.484962	

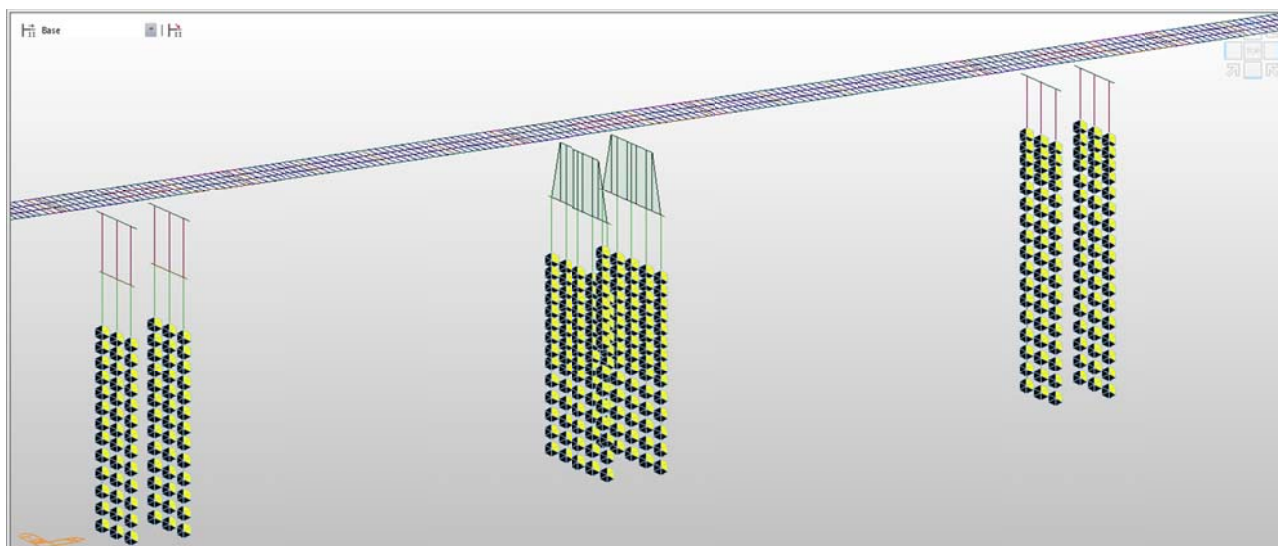


Figura 42 Modellazione dell'interazione palo-terreno

#### 8.1.1 SPETTRO DI PROGETTO

L'obiettivo è quello di verificare la possibilità di stabilire se, a seguito dell'intervento di ringrosso sulle pile in alveo, sia possibile definire un qualche miglioramento della risposta sismica della struttura. Rispetto al §8.4.2 delle NTC18 un intervento di miglioramento è definito tale quando produce un incremento dell'indice di rischio del 10%.

In prima istanza, le verifiche saranno condotte rispetto il 60% dello spettro di progetto elastico. Di seguito invece si riportano gli spettri ridotti al 35%, ovvero quelli

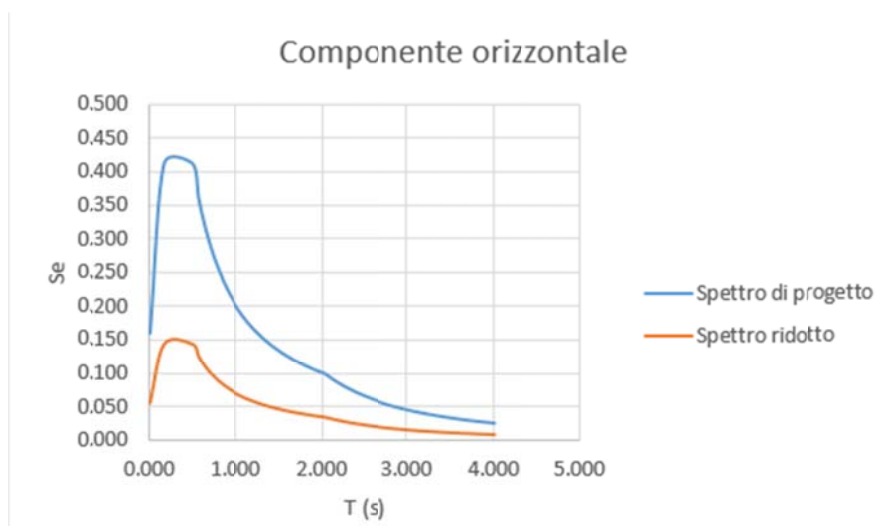


Figura 43 Scalatura dello spettro per la componente orizzontale

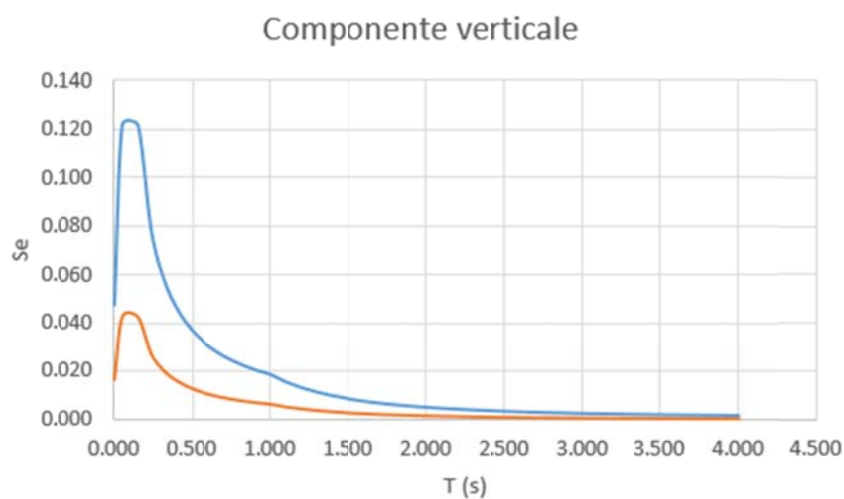


Figura 44 Scalatura dello spettro per la componente verticale

#### 8.1.2 DIAGRAMMI DELLE SOLLECITAZIONI

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni per i diversi elementi strutturali: fusti di diametro 1.20m, nuovi fusti in alveo di diametro 1.90m e setti di pila.

### 8.1.2.1 NUOVI FUSTI $D=1.90M$ – LATO MANTOVA

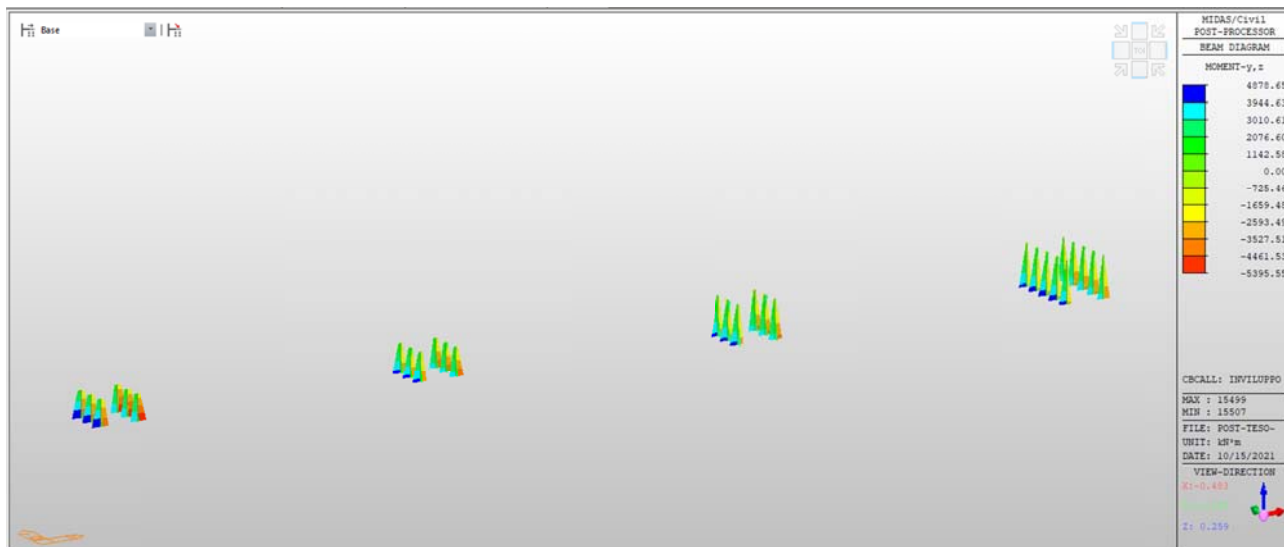


Figura 45 Involuppo dei momenti in entrambe le direzioni longitudinale e trasversale

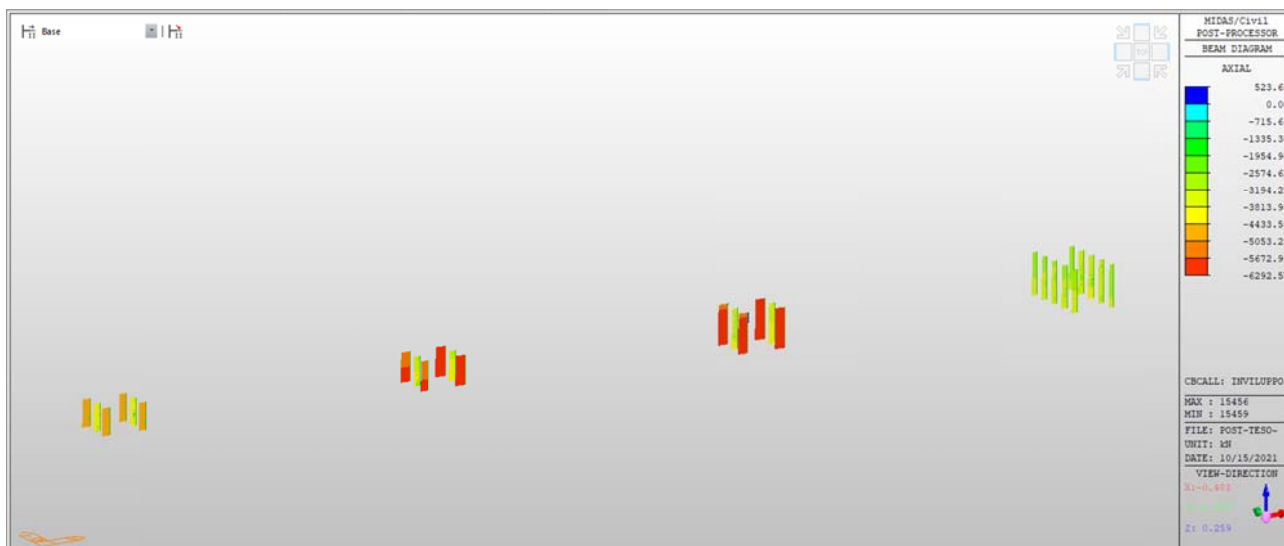


Figura 46 Forza assiale

Si verifica dunque la sezione di ringrosso nel rispetto delle sollecitazioni massime appena individuate prevedendo un ringrosso di 20cm e un numero di barre pari a 26  $\phi 26$ :



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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 95 [cm]  
 Raggio interno: 75 [cm]  
 N° barre uguali: 26  
 Diametro barre: 2,6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Tipo Sezione**  
☐ Rettang. ☐ Trapezi  
☐ a T ☐ Circolare  
☐ Rettangoli ☐ Coord.

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐  
 N<sub>Ed</sub>: 4979 [kN]  
 M<sub>Ed</sub>: 5395 [kNm]  
 M<sub>yEd</sub>: 0 [kNm]

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

**Tipo flessione**  
☒ Retta ☐ Deviate

**Materiali**  
 B450C C35/45  
 ε<sub>su</sub>: 10 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup> ε<sub>cu</sub>: 3,5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub>: 19,83 ‰  
 E<sub>c</sub>/E<sub>s</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0,8  
 ε<sub>syd</sub>: 1,957 ‰ σ<sub>c,adm</sub>: 13,5  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub>: 0,8  
 τ<sub>c1</sub>: 2,257

M<sub>xRd</sub>: 7,458 [kNm]  
 σ<sub>c</sub>: -19,83 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391,3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3,5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 7,828 ‰  
 d: 186 cm  
 x: 57,47 x/d: 0,309  
 ξ: 0,8262

**Vertici:** 5; N° rett.: 100  
 Calcola MR4 Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello

☐ Piecompresso

Figura 47 Verifica di resistenza della corona di ringrosso

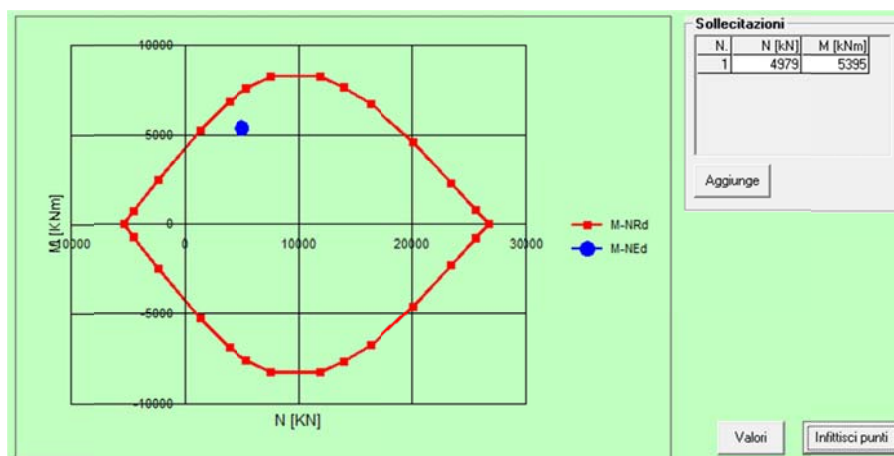


Figura 48 Dominio M-N per la sezione considerata

#### 8.1.2.1.1 Verifica a taglio

Riferendosi ad una distribuzione delle tensioni alla Jourawsky, per la quale le sollecitazioni di taglio lungo l'asse d'azione saranno nulle ed il flusso tensionale si divide in due parti, ognuno dei quali percorre mezza sezione con un punto di massimo a metà, si calcola la resistenza fornita dalle sole staffe circolari e la si confronta con l'aliquota di taglio agente.

Le tensioni massime si valutano:

$$\tau = \frac{4T}{3A} (R_e^2 + R_e R_i + R_i^2) / (R_e^2 + R_i^2) = 263,46 \text{ MPa}$$

Valutando dunque la tensione e rimandando alla verifica del paragrafo 6.5.3 eseguito sul vecchio fusto la verifica risulta soddisfatta.

### 8.1.2.2 FUSTI DI PILA D=1.2M – LATO MANTOVA

Si riportano i diagrammi delle sollecitazioni per i fusti in questione.



Figura 49 Diagramma di moemnto nelle due direzioni x e y

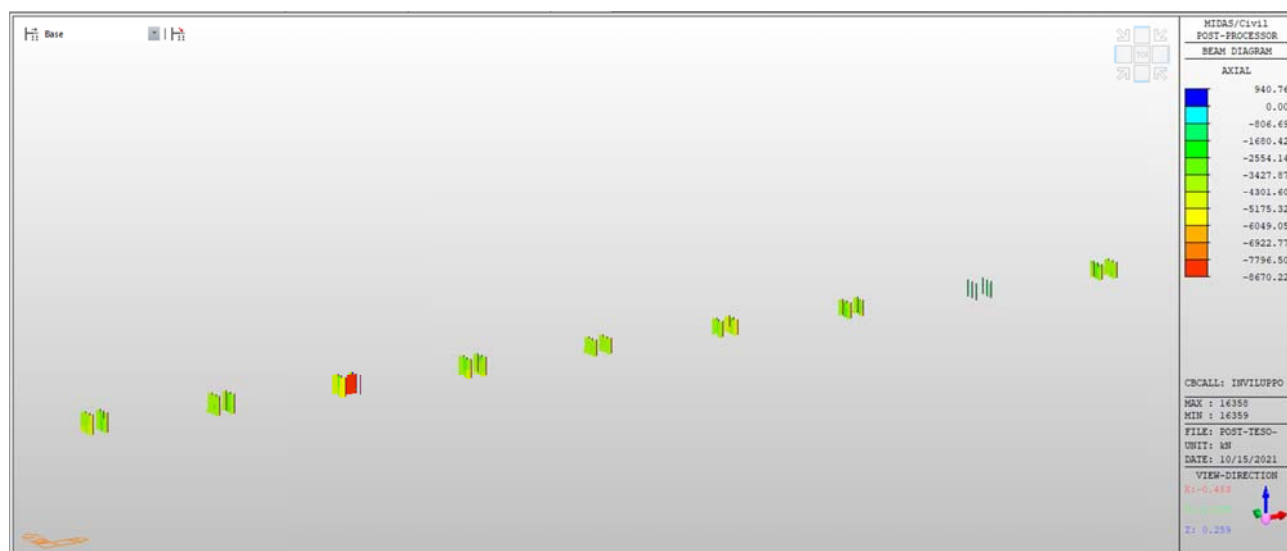


Figura 50 Diagramma di forza assiale nei fusti

Si calcola dunque la resistenza media del calcestruzzo dei fusti in oggetto prendendo in considerazione i risultati delle prove a compressione sulle carote estratte. Ai dati sperimentali è stato applicato il fattore di confidenza FC=1.2 relativo ad un livello di sconoscenza LC2.

CALCESTRUZZO FUSTO 1.2D DOSOLO							
N prova	diametro	lunghezza	f (n/mm2)	I/D	Fd	FI/d	Fc
DO-C01	94	95	47.76	1.010638	1.176471	0.831809	46.73785
DO-C05	94	96	53.09	1.021277	1.176471	0.833617	52.06674
DO-C16	94	90	50.5	0.957447	1.176471	0.822766	48.88198
Resistenza a compresione media				fcm=	41.02	Mpa	
Resistenza a compressione				Fck=	33.02	MPa	

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

**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 60 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 0  
 Diametro barre: 0 [cm]  
 Copriferro (basic.): 0 [cm]

**N° barre:** 4 **Zoom:** \_\_\_\_\_

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4,02	56	0
2	4,02	-56	0
3	15,21	0	56
4	15,21	0	-56

**Sollecitazioni**

S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N: 8670 [kN]  
 Ed: 4200 [kNm]  
 M: 0 [kNm]  
 yEd: 0 [kNm]

**P.to applicazione N**

☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord. [cm] xh: 0 yh: 0

**Tipo rottura**

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. - ☐ Metodo n

**Tipo flessione**

☒ Retta ☐ Deviato

**Vertici:** 52 **N° rett.** 100

**Calcola MRd** **Dominio M-N**

**L<sub>0</sub>** 0 [cm] **Col. modello**

**Materiali**

**FeB44k** **C35/45**

$\epsilon_{su}$  10 ‰  $\epsilon_{cu}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  311,6 N/mm²  $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm²  $f_{cd}$  19,83 N/mm²  
 $E_s / E_c$  15  $I_{cc} / I_{cd}$  0,8  
 $\sigma_{syd}$  1.558 N/mm²  $\sigma_{c,adm}$  13,5 N/mm²  
 $\sigma_{c,adm}$  255 N/mm²  $\tau_{co}$  0,8 N/mm²  
 $\tau_{c1}$  2,257 N/mm²

$\sigma_c$  -19,83 N/mm²  
 $\sigma_s$  311,6 N/mm²  
 $\epsilon_c$  3,5 ‰  
 $\epsilon_s$  3,184 ‰  
 d 116 cm  
 x 60,75  $x/d$  0,5337  
 $\xi$  1

**Precompresso** ☐

Figura 51 Momento resistente per il fusto D=1.2m

La verifica a pressoflessione non risulta soddisfatta.

### 8.1.2.3 PILA A SETTO LATO - REGGIO EMILIA

Come fatto in precedenza si riportano i diagrammi delle sollecitazione e la verifica della sezione.

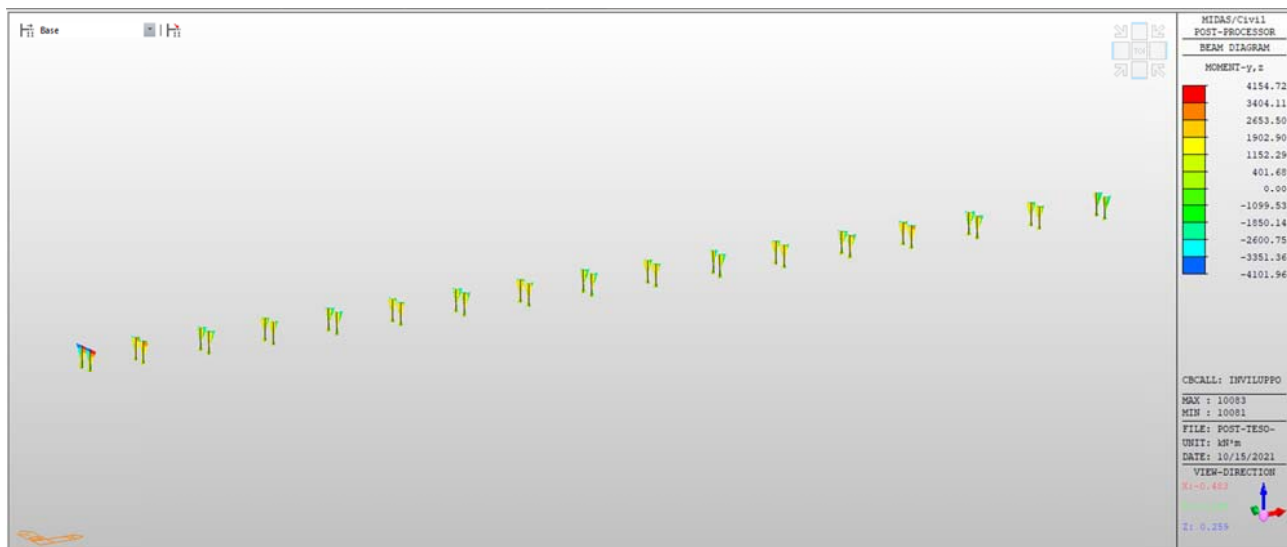


Figura 52 Diagramma di momento per le due direzioni x e y

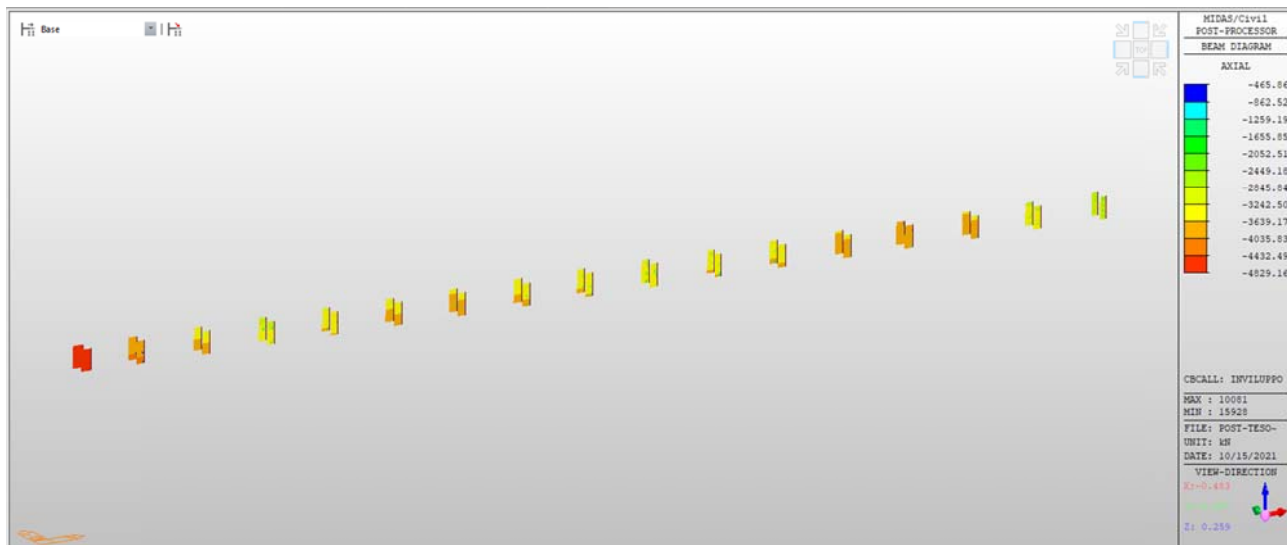


Figura 53 Forza assiale nelle pile

Anche in questo caso si riporta il calcolo della classe di resistenza del calcestruzzo ricavata dalla combinazione dei risultati sperimentali.

Si ricorda che, anche in questo caso, è stato considerato un  $FC=1.2$ .

<b>CALCESTRUZZO PILE LATO GUASTALLA</b>							
<b>N prova</b>	<b>diametro</b>	<b>lunghezza</b>	<b>f (n/mm2)</b>	<b>I/D</b>	<b>Fd</b>	<b>Fl/d</b>	<b>Fc</b>
	94	96	53.78	1.021277	1.176471	0.833617	52.74344
	94	93	44.73	0.989362	1.176471	0.828191	43.58236
	94	95	34.75	1.010638	1.176471	0.831809	34.00629
	94	97	47.86	1.031915	1.176471	0.835426	47.03937
	94	102	33.57	1.085106	1.176471	0.844468	33.35152
	94	97	30.86	1.031915	1.176471	0.835426	30.33086
Resistenza a compressione media				f <sub>cm</sub> =	33.48	Mpa	
Resistenza a compressione				F <sub>ck</sub> =	25.48	MPa	

**TITOLO :**

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	220
4	0	220

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	21,99	3	110
2	21,99	77	110

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N Ed: 4829 kN  
 M xEd: 4154 kNm  
 M yEd: 0 kNm

**Pto applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

**Tpo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 FeB44k C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 10 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 311,6 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰  
 $E_s$ : 200.000 N/mm²  $f_{cd}$ : 14,17 N/mm²  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1,558 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0,6  
 $\tau_{c1}$ : 1,829

**Calcoli**  
 $M_{xRd}$ : 5,077 kNm  
 $\sigma_c$ : -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 311,6 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3,5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 2,2 ‰  
 $d$ : 110 cm  
 $x$ : 67,54  $x/d$ : 0,514  
 $\xi$ : 1

**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

Figura 54 Momento resistente nella direzione y

La verifica risulta soddisfatta.

**TITOLO :**

N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	220	80

N°	As [cm²]	d [cm]
1	21,99	3
2	21,99	77

**Sollecitazioni**  
 S.L.U. Metodo n  
 N Ed: 4000 kN  
 M xEd: 2585 kNm  
 M yEd: 0 kNm

**Pto applicazione N**  
☒ Centro ☐ Baricentro cls  
☐ Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

**Tpo rottura**  
 Lato acciaio - Acciaio snervato

**Materiali**  
 FeB44k C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 10 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 373,9 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3,5 ‰  
 $E_s$ : 200.000 N/mm²  $f_{cd}$ : 14,17 N/mm²  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0,8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1,87 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 9,75 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0,6  
 $\tau_{c1}$ : 1,829

**Calcoli**  
 $M_{xRd}$ : 1,939 kNm  
 $\sigma_c$ : -14,17 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 373,9 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 2,799 ‰  
 $\epsilon_s$ : 10 ‰  
 $d$ : 77 cm  
 $x$ : 16,84  $x/d$ : 0,2187  
 $\xi$ : 0,7133

**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

Figura 55 Momento resistente in direzione x

In questa direzione la verifica **non** risulta soddisfatta.

Si verifica anche la resistenza a taglio dell'elemento. Il taglio massimo si ha nella direzione y.

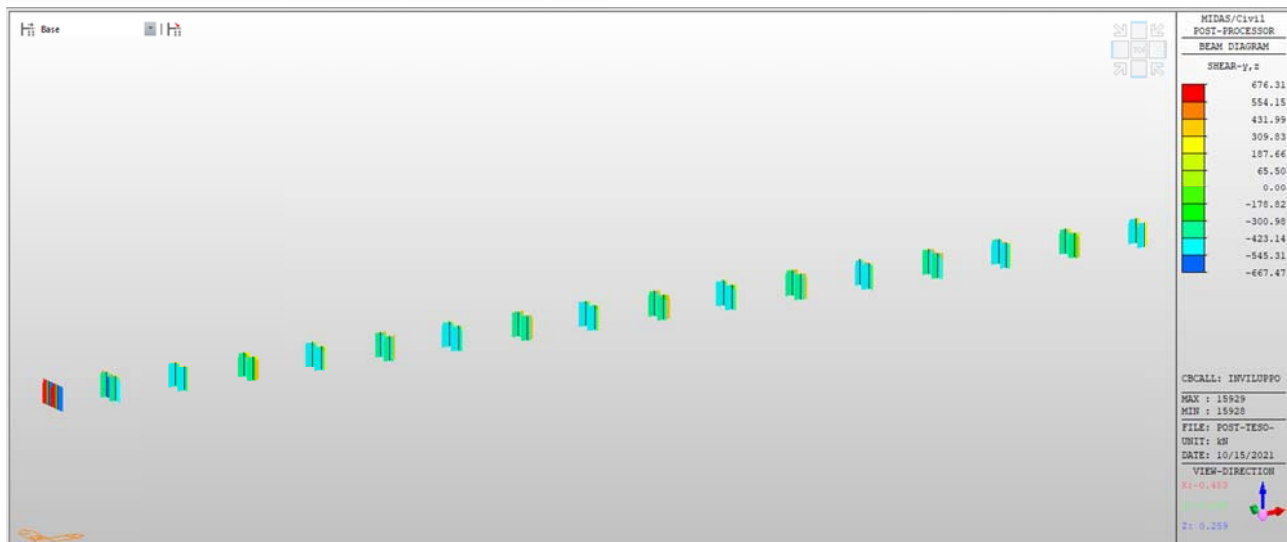


Figura 56 Diagramma di taglio x,y

Rispetto dunque la direzione y, il taglio resistente vale:

<b>Armature a taglio</b>						
Diametro staffe		$\phi_{st}$			12	mm
passo staffe		s			300	mm
numero braccia					2	
<b>Taglio sollecitante</b>		<b>Vsd =</b>			<b>667.00</b>	<b>kN</b>
<b>Taglio resistente sezione non rinforzata</b>		<b>VRd,0 =</b>			<b>1376.49</b>	<b>kN</b>
<b>TAGLIO RESISTENTE</b>						
<b>Resistenza a taglio</b>		<b>VRd,0 =</b>			<b>1186.11017</b>	<b>kN</b>
		$VRd = [0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \sigma_{cp}] bw d$			1133.11241	kN
		$> (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) bw d$			1186.11017	kN
		$k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2$			1.30358837	
		$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{0,5}$			0.25994318	
		Asl (armatura tesa) =			2199.11486	mmq
		$\rho_1 = Asl / (bw d) =$			0.001	
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c =$			2.82	MPa
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)						
<b>Resistenza a taglio</b>		<b>VRd,0 =</b>			<b>1376.49292</b>	<b>kN</b>
Diametro staffe		$\phi_{st}$			12	mm
passo staffe		s			300	mm
numero braccia					2	
area acciaio		Asw =			226.194671	mmq
Resistenza a Taglio-Trazione		$VR_{sd} = 0,9 d Asw / s f_{yd} (\cot \theta_{\alpha} + \cot \theta_0) \sin \alpha$			1376.49292	kN
Resistenza a Taglio-Compressione		$VR_{cd} = 0,9 d^* bw^* ac^* f_{cd}^* (\cot \theta_{\alpha} + \cot \theta_0) / (1 + \cot \theta^2)$			4561.13048	kN
inclinazione staffe rispetto asse membratura		$\alpha =$			90	°
		$f_{cd} = 0,5 f_{cd} =$			7.055	MPa
		$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$			2.82	MPa
		$\sigma_{cp} / f_{cd} =$			0.2	
		$\alpha_c =$			1.2	
		L/H =			2.04545455	
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vrsd = Vrcd)		$\theta =$			1.48545889	°
		$\cot \theta =$			4.90	deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile		$\cot \theta$ assunto =			2.5	

La verifica a taglio è soddisfatta in direzione y.

Rispetto la direzione x:

<b>TAGLIO RESISTENTE</b>			
<b>Resistenza a taglio</b>		<b>VRd,0 =</b>	<b>491.920031 kN</b>
	$VRd=[0,18 k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3}/\gamma_c+0,15 \sigma_{cp}] bw d$		491.920031 kN
	$>(v_{min}+0,15 \sigma_{cp}) bw d$		460.307346 kN
	$k = 1+(200/d)^{0,5} \leq 2$		1.50964719
	$v_{min} = 0,035 k^{2/3} f_{ck}^{0,5}$		0.32395218
	Asl (armatura tesa) =		2199.11486 mmq
	$\rho_1 = Asl/(bw d) =$		0.004
	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/Ac =$		2.82 MPa
Elementi con armature a taglio (NTC § 4.1.2.1.3.2)			
<b>Resistenza a taglio</b>		<b>VRd,0 =</b>	<b>488.432971 kN</b>
Diametro staffe		$\phi_{st}$	12 mm
passo staffe		s	300 mm
numero braccia			2
area acciaio		Asw =	226.194671 mmq
Resistenza a Taglio-Trazione	$VR_{sd}=0,9 d Asw/s f_{yd} (\cotg\alpha+\cotg\theta) \sin\alpha$		488.432971 kN
Resistenza a Taglio-Compressione	$VR_{cd}=0,9 d^*bw^*ac^*f_{cd}^*(\cotg\alpha+\cotg\theta)/(1+\cotg^2)$		1618.46566 kN
inclinazione staffe rispetto asse membratura		$\alpha =$	90 °
		$f_{cd}=0,5*f_{cd} =$	7.055 MPa
		$\sigma_{cp}=N_{ed}/Ac$	2.82 MPa
		$\sigma_{cp}/f_{cd} =$	0.2
		$\alpha_c =$	1.2
		L/H =	5.625
inclinazione puntoni di cls compressi (pr Vr <sub>sd</sub> = Vr <sub>cd</sub> )		$\theta =$	1.48545889 °
		$\cotg\theta =$	4.90 deve risultare
Inclinazione puntone compresso variabile	si	$\cotg\theta$ assunto =	2.5
<b>Armature a taglio</b>			
Diametro staffe		$\phi_{st}$	12 mm
passo staffe		s	300 mm
numero braccia			2
<b>Taglio sollecitante</b>		<b>V<sub>sd</sub> =</b>	<b>481.00 kN</b>
<b>Taglio resistente sezione non rinforzata</b>		<b>VRd,0 =</b>	<b>488.43 kN</b>

La verifica è soddisfatta anche in questa direzione.

## 8.2 CALCOLO DELL'INDICE DI RISCHIO

Si procede dunque alla scalatura dello spettro fin tanto che le sezioni risultano verificate. Il processo, di tipo iterativo si è eseguito calcolando la percentuale considerata rispetto lo spettro elastico di progetto. Di seguito si riportano i valori di sollecitazione che risultano verificati. Nel caso in esame dunque, gli elementi risultano verificati con uno spettro ridotto pari al 35% di quello di progetto.

<b>PROPSETTO SOLLECITAZIONI</b>		
<b>MANTOVA</b>		
	MRd (kNm)	Med (kNm)
Fusto 1.2	3029	2293
<b>REGGIO EMILIA</b>		
	MRd (kNm)	Med (kNm)
Setto pila - direzione x	1789	1689
Setto pila - direzione y	4196	1522

Come fatto sopra, l'indice di rischio sismico si calcola:



$$IR = \frac{PGA_c}{PGA_D}$$

Dove  $PGA_c$  è la massima accelerazione al suolo che la struttura è in grado di verificare strutturalmente, mentre la  $PGA_D$  è l'accelerazione al suolo di progetto (domanda).

Mantenendo costanti i parametri  $S_s$  e  $S_t$  l'indice di rischio sismico si ottiene facendo il rapporto tra le accelerazioni:

- Accelerazione di progetto (domanda):  $a_g = 0.107g$
- Accelerazione in capacità:  $a_g = 0.03745g$

Dunque l'indice di rischio risulta:

$$IR = 0.35$$

### **8.3 CONCLUSIONE**

Si riassume quello che è stato l'iter d'analisi della struttura:

1. È stato ricavato lo Spettro di Progetto elastico secondo quanto descritto nella Relazione sismica attraverso il foglio di calcolo degli spettri fornito dal MIT.
2. È stata verificata la struttura allo stato di fatto nel rispetto dello spettro di progetto. Le verifiche, tuttavia, non sono state soddisfatte. È stato quindi calcolato l'indice di rischio sismico della struttura allo stato di fatto. Tale fattore è risultato pari a 0.3.
3. Considerati gli interventi di progetto, descritti ai successivi sottocapitoli, e nello specifico l'intervento di progetto programmato per la messa in sicurezza dei fusti in alveo, si è voluto valutare se tale intervento potesse in qualche modo migliorare la risposta sismica del ponte. L'analisi è stata condotta in prima istanza assumendo uno spettro di calcolo pari al 60% di quello di progetto. Le verifiche condotte sono state soddisfatte solo dai fusti in alveo ringrossati e non dai restanti elementi delle sottostrutture.
4. Attraverso una procedura iterativa di scalatura si è cercato lo spettro elastico ridotto per il quale le pile soddisfavano le verifiche di resistenza. Queste ultime sono state soddisfatte considerando il 35% dello spettro di progetto elastico definito dalle NTC18.
5. Pertanto l'indice di rischio sismico finale risultante è 0.35.
6. Si riportano infine le considerazioni del geol. Saviane rispetto all'accelerogramma registrato in occasione del sisma dell'Emilia Romagna del 2012. In occasione di tale evento il ponte è stato sottoposto ad una PGA simile a quella dello spettro di progetto. Si rimanda alla specifica relazione per la trattazione dettagliata.

In conclusione, l'intervento di progetto non porta a significativi benefici, dal punto sismico, rispetto allo stato di fatto. Ai sensi di quanto riportato al paragrafo 8.4.2. INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO delle NTC2018, l'intervento di progetto non si può ritenere intervento di miglioramento sismico, in quanto il valore di IR, non viene incrementato di un valore almeno pari a 0.1.

## 9 VERIFICA PERDITA DELL'APPOGGIO

Risulta importante verificare che nel caso di evento sismico il ponte, non solo resista alle sollecitazioni emergenti, ma non collassi per perdita dell'appoggio delle travi. Per fare questo si calcola lo spostamento impresso alla struttura nel caso occorra un sisma con PGA pari a quella associata al 60% dello Spettro di progetto..

Si valuta lo spostamento secondo la norma vigente.

### SPOSTAMENTI RELATIVI IN APPOGGI MOBILI

Gli appoggi mobili devono essere dimensionati per consentire, sotto l'azione sismica corrispondente allo SLC, uno spostamento relativo nella direzione d'interesse tra le due parti della struttura che essi collegano, valutato come:

$$\Delta = d_{ts} + d_{eg}$$

dove:

$d_{ts}$  è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura, valutato come radice quadrata della somma dei quadrati dei massimi spostamenti orizzontali nella direzione d'interesse delle due parti; tali massimi spostamenti sono calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4; per i ponti, lo spostamento relativo così ottenuto deve essere moltiplicato per 1,25,

$d_{eg}$  è lo spostamento relativo tra il terreno alla base delle due parti della struttura collegate dall'appoggio mobile, calcolato come indicato al § 3.2.4.2.

Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

*Figura 57 Calcolo dello spostamento in appoggi mobili*

L'aliquota di spostamento orizzontale assoluto del terreno è dato da:

$$d_g = 0.025 a_g S T_C T_D = 23.26mm$$

Mentre lo spostamento relativo tra due punti si valuta:

$$d_{ij} = 1.25 \sqrt{(2d_g^2)} = 55.8mm$$

Mentre gli spostamenti della struttura sono valutati dall'analisi degli spostamenti del modello FEM:

$$d_E = \sqrt{(d_{Ee1}^2 + d_{Ee2}^2)} = 48mm$$

Lo spostamento totale vale dunque:

$$\Delta = 103.8mm$$

Tale valore è calcolato per le pile in alveo, ovvero quelle che risentono degli spostamenti maggiori. Tali spostamenti inoltre non sono significativi per le travi su pila ma bensì per le travi tampone che tuttavia presentano una base di appoggio di circa 50cm.

## 10 ANALISI STATICA NON LINEARE

Si vuole ora indagare il comportamento non lineare delle pile del ponte. Nel particolare, si farà riferimento alle non linearità proprie del materiale e dunque alla capacità di calcestruzzo ed acciaio di sviluppare un tratto plastico più o meno esteso e dunque accingere ad un'ulteriore riserva di resistenza e duttilità.

L'analisi statica non lineare (o pushover) è basata sull'analisi degli spostamenti e presuppone, in ogni caso, un'analisi statica lineare con spettro di risposta. Il sistema di forze utilizzato per "spingere" la struttura dev'essere infatti proporzionale ai modi di vibrare della struttura stessa ed all'accelerazione considerata nella specifica direzione.

L'analisi verrà condotta seguendo i punti sottostanti:

1. Analisi dei modi di vibrare dell'intero ponte;
2. Individuazione delle pile e sotto-modelli per l'analisi;
3. Modellazione della pila, delle sue armature e dei materiali;
4. Analisi pushover con spettro di progetto elastico di progetto.

L'analisi non lineare verrà condotta in controllo di spostamento rispetto ad un nodo coincidente con il centro di massa di uno dei fusti considerati. In aggiunta, date le assunzioni alla base dei sotto-modelli considerati, si considera una distribuzione di forze principale corrispondente ad un andamento delle accelerazioni proporzionali ai modi di vibrare della pila.

### *Gruppo 1 - Distribuzioni principali:*

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
  - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
  - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1,3 T_C$ .

### 10.1 FORME MODALI

Si riportano di seguito i primi modi di vibrare del ponte nella configurazione di post intervento.

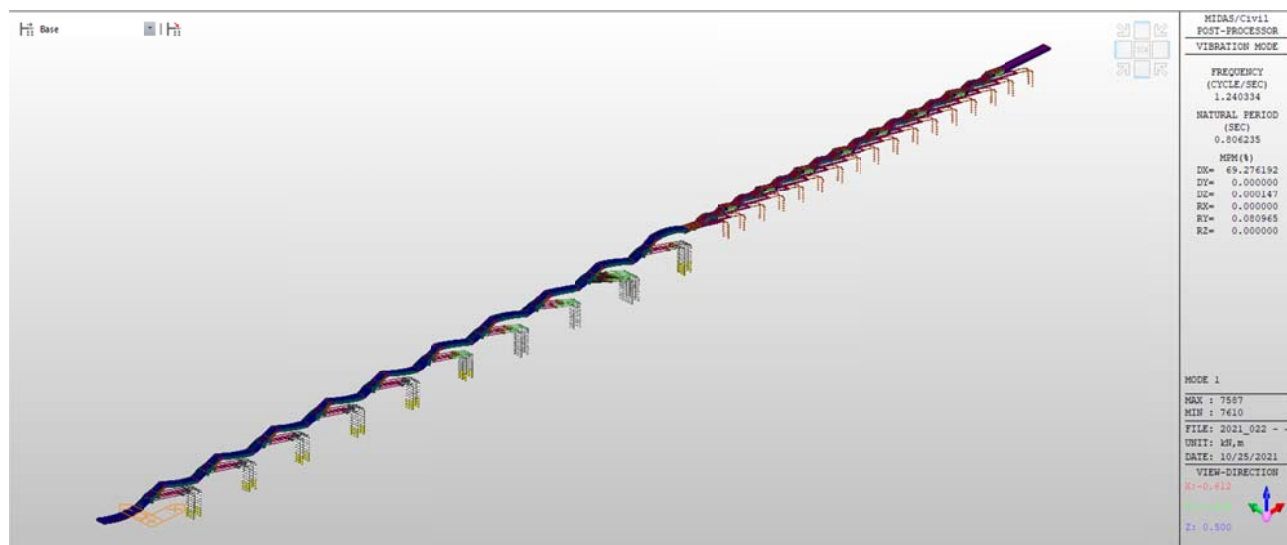


Figura 58 Primo modo di vibrare

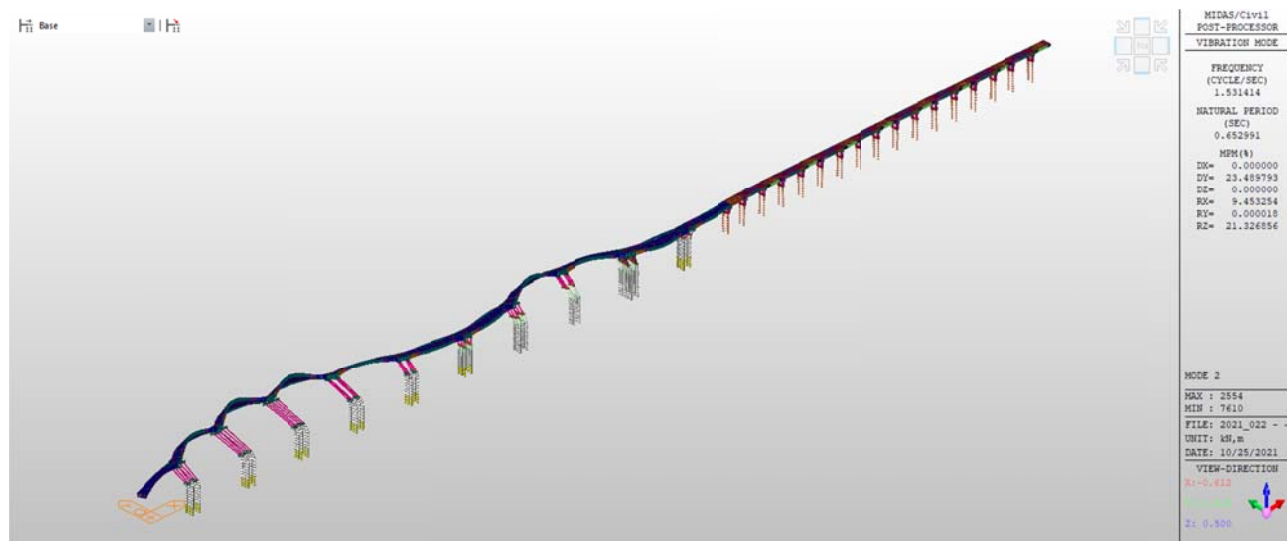


Figura 59 Secondo modo di vibrare

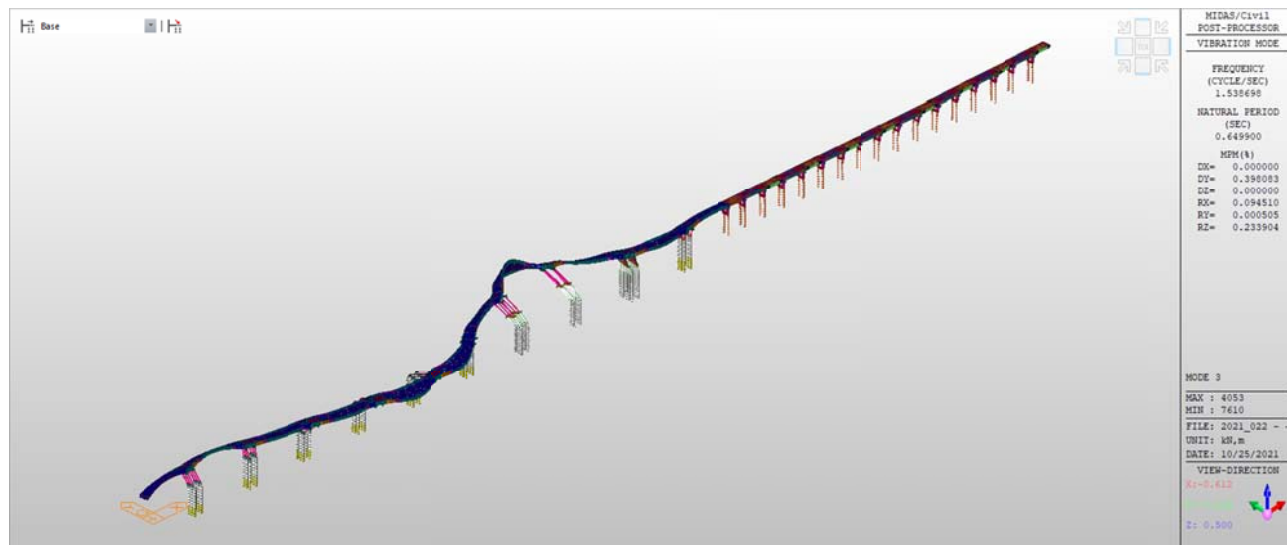


Figura 60 Terzo modo di vibrare

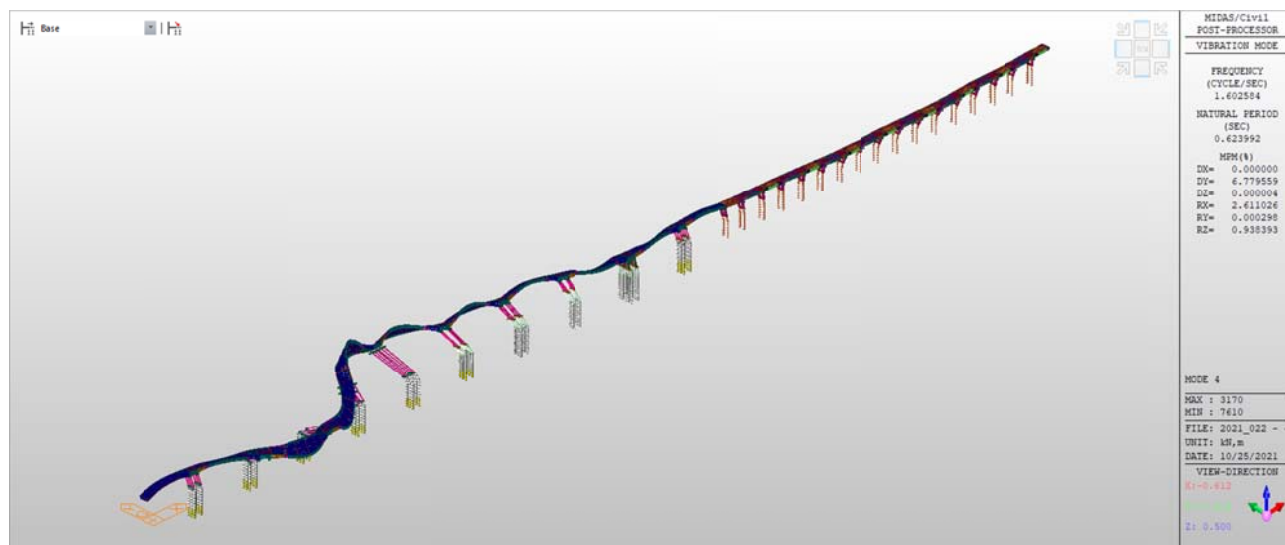


Figura 61 Quarto modo di vibrare

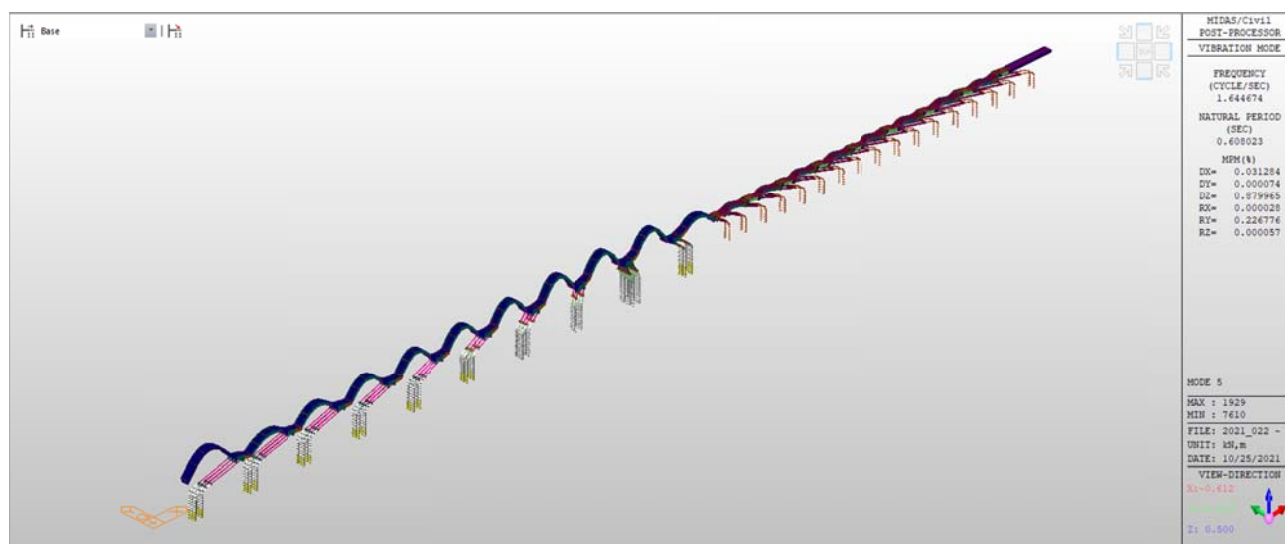


Figura 62 Quinto modo di vibrare

Dai risultati dell'analisi modale non si individuano solo alcuni modi di vibrare comuni a tutte le pile del ponte. Nella percentuale maggiore infatti le pile possiedono un proprio modo di vibrare non riconducibile ad altre forme modali. Ques'osservazione porta alla conclusione che, ai fini dell'analisi pushover, risulta più vantaggioso creare dei sottomodelli per i diversi tipi di pila.

Si considerano dunque le seguenti pile:

- Lato Mantova: pila 3 e pila 8
- Lato Reggio Emilia: pila 18

Verranno creati dunque 3 sottomodelli, si individuerà il meccanismo di collasso proprio di ognuno ed infine il peggiore sarà quello determinante per il calcolo dell'indice di rischio sismico.

## 10.2 PILA 3

### 10.2.1 MATERIALI

Al fine di condurre l'analisi pushover, è necessario definire nel software le proprietà dei materiali sulla base delle prove sperimentali. Le carote di calcestruzzo prelevate dalle pile del lato mantovano hanno dato una resistenza media a compressione di  $f_{cm} = 49MPa$ . Per le barre d'acciaio si assume un acciaio FeB44k.

Come già esposto sopra, le pile non presentano un'armatura equamente distribuita sul perimetro, si hanno infatti 4 $\phi$ 16 in direzione trasversale ed 8  $\phi$ 22 in direzione longitudinale. Anche in questo caso si procede con una semplificazione andando dunque a considerare una distribuzione di barre  $\phi$ 22 uniforme.

Rebar			Data		
Main	Numbers	10	P22		
	Rows	3			
	Corner				
Ties/ Spirals	End(I & J)	y	2	P12	@ 300
		z	2		
	Center(M)	y	2	P12	@ 300
		z	2		

Concrete Face to Center of Rebar(do) : 0.053 m

Type of Hoop Rebar : ☒ Ties ☐ Spirals

☐ Detail Figure

End(I & J)

Center(M)

Figura 63 Modellazione dell'armatura del fusto

Per quanto riguarda invece le staffe, basandosi sulle tavole storiche di progetto, si assumono:

- Staffe  $\phi$ 14/300 in mezzeria
- Staffe  $\phi$ 14/600 nella zona restante

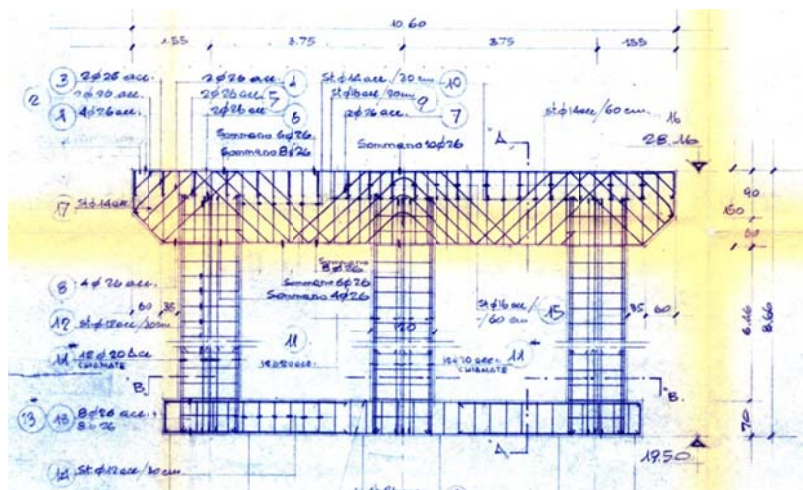


Figura 64 Tavola storica di progetto



## 10.2.2 MODELLO ED ANALISI MODALE

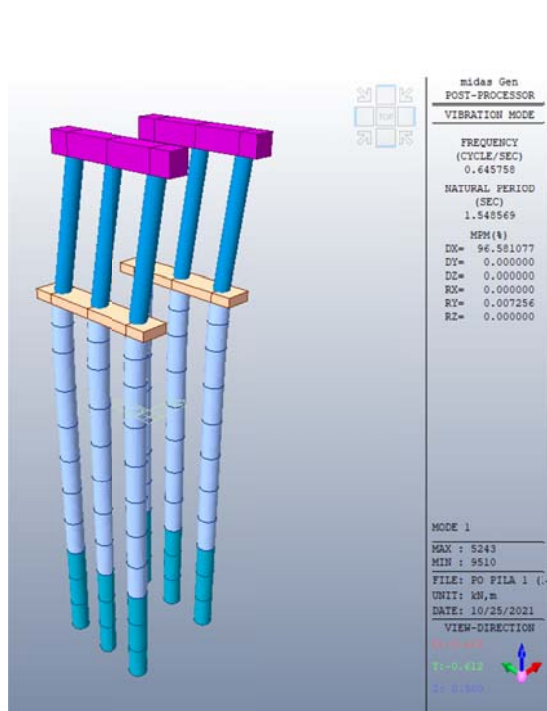


Figura 65 Primo modo di vibrare

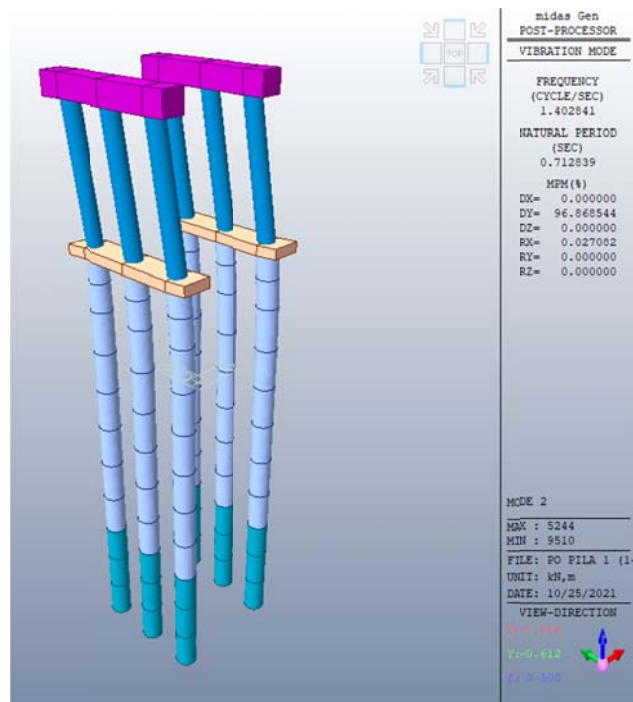


Figura 66 Secondo modo di vibrare

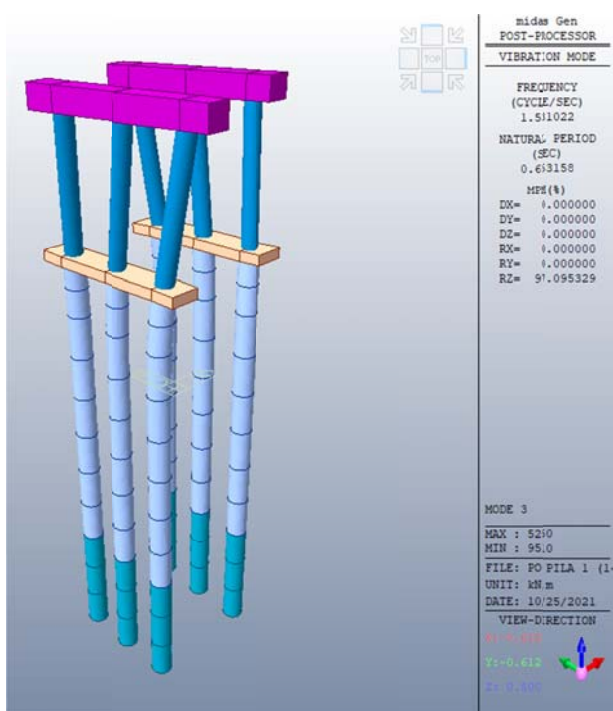


Figura 67 Terzo modo di vibrare

### 10.2.3 ANALISI PUSHOVER: RISULTATI

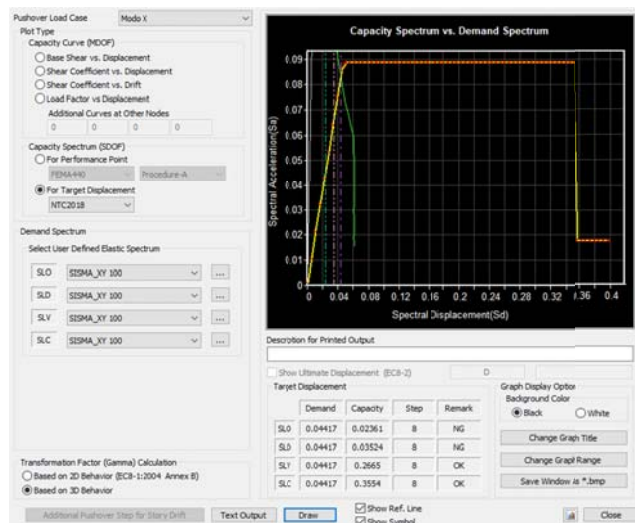


Figura 68 Curva pushover per modo x

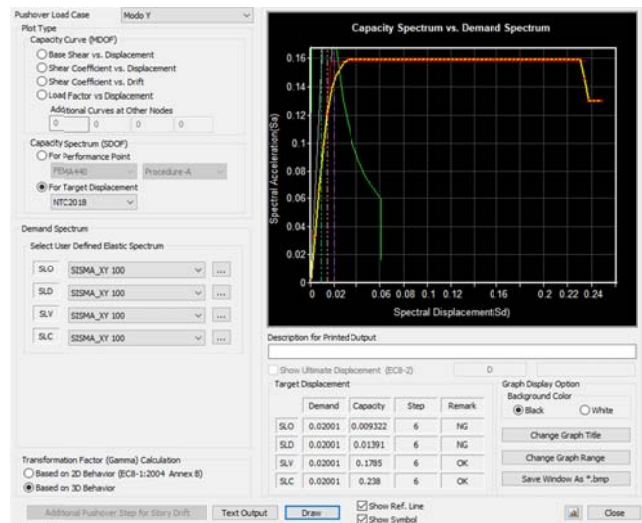


Figura 69 Curva pushover modo y

Osservando la curva bilineare, ed in particolare, l'inclinazione del tratto elastico si osserva come i fusti siano effettivamente elementi molto rigidi.

### 10.2.4 VERIFICHE DI ROTTURA FRAGILE E DUTTILE

Nelle verifiche riportate si considera sempre un fattore di confidenza FC=1.2.

	Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
					My			Mz			Fy			Fz		
					Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
	Step for Demand = SLV (Step 8), Confidence factor = 1.20															
	Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or load case															
▶	8620	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0169	OK	-	-	-	-	-	-	101.1240	834.9480	OK
	8620	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	109.8140	781.2260	OK
	8622	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0169	OK	-	-	-	-	-	-	101.1240	834.9480	OK
	8622	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	109.8140	781.2260	OK
	8626	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0169	OK	-	-	-	-	-	-	101.1240	834.9480	OK
	8626	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	109.8140	781.2260	OK
	8628	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0169	OK	-	-	-	-	-	-	101.1240	834.9480	OK
	8628	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	109.8140	781.2260	OK
	16507	J-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	-0.0000	0.0286	OK	3.2641	848.0390	OK	225.2880	848.0390	OK
	16507	J-end	Primary	Modo X	0.0021	0.0284	OK	0.0000	0.0284	OK	3.2641	889.3740	OK	225.2880	889.3740	OK
	16508	J-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	0.0000	0.0286	OK	3.0000	848.8140	OK	226.1260	848.8140	OK
	16508	J-end	Primary	Modo X	0.0021	0.0284	OK	-0.0000	0.0284	OK	3.0000	890.1490	OK	226.1260	890.1490	OK
	16509	J-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	0.0000	0.0286	OK	3.2641	848.0390	OK	225.2880	848.0390	OK
	16509	J-end	Primary	Modo X	0.0021	0.0284	OK	-0.0000	0.0284	OK	3.2641	889.3740	OK	225.2880	889.3740	OK
	16510	J-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	-0.0000	0.0286	OK	3.2641	848.0390	OK	225.2880	848.0390	OK
	16510	J-end	Primary	Modo X	0.0021	0.0284	OK	0.0000	0.0284	OK	3.2641	889.3740	OK	225.2880	889.3740	OK
	16511	J-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	-0.0000	0.0286	OK	3.0000	848.8140	OK	226.1260	848.8140	OK
	16511	J-end	Primary	Modo X	0.0021	0.0284	OK	0.0000	0.0284	OK	3.0000	890.1490	OK	226.1260	890.1490	OK
	16512	J-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	0.0000	0.0286	OK	3.2641	848.0390	OK	225.2880	848.0390	OK
	16512	J-end	Primary	Modo X	0.0021	0.0284	OK	-0.0000	0.0284	OK	3.2641	889.3740	OK	225.2880	889.3740	OK

Figura 70 Verifiche duttili e fragili per modo x

	Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
					My			Mz			Fy			Fz		
					Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
	Step for Demand = SLV (Step 6), Confidence factor = 1.20															
	Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
▶	8620	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0238	OK	-	-	-	-	-	-	554.1200	834.9480	OK
	8620	J-end	Primary	Modo Y	-0.0013	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	765.0570	781.2260	OK
	8622	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0169	OK	-	-	-	-	-	-	780.2800	834.9480	OK
	8622	J-end	Primary	Modo Y	0.0012	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	569.3430	781.2260	OK
	8626	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0238	OK	-	-	-	-	-	-	554.1200	834.9480	OK
	8626	J-end	Primary	Modo Y	-0.0013	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	765.0570	781.2260	OK
	8628	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0169	OK	-	-	-	-	-	-	780.2800	834.9480	OK
	8628	J-end	Primary	Modo Y	0.0012	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	569.3430	781.2260	OK
	16507	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0286	OK	-0.0004	0.0286	OK	311.1990	848.0390	OK	0.0000	848.0390	OK
	16507	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0284	OK	0.0011	0.0284	OK	311.1990	889.3740	OK	0.0000	889.3740	OK
	16508	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0286	OK	-0.0016	0.0286	OK	467.6080	848.8140	OK	0.0000	848.8140	OK
	16508	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0284	OK	0.0013	0.0284	OK	467.6080	890.1490	OK	0.0000	890.1490	OK
	16509	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0286	OK	-0.0005	0.0286	OK	330.3740	848.0390	OK	0.0000	848.0390	OK
	16509	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0284	OK	0.0011	0.0284	OK	330.3740	889.3740	OK	0.0000	889.3740	OK
	16510	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0286	OK	-0.0004	0.0286	OK	311.1990	848.0390	OK	0.0000	848.0390	OK
	16510	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0284	OK	0.0011	0.0284	OK	311.1990	889.3740	OK	0.0000	889.3740	OK
	16511	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0286	OK	-0.0016	0.0286	OK	467.6080	848.8140	OK	0.0000	848.8140	OK
	16511	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0284	OK	0.0013	0.0284	OK	467.6080	890.1490	OK	0.0000	890.1490	OK
	16512	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0286	OK	-0.0005	0.0286	OK	330.3740	848.0390	OK	0.0000	848.0390	OK
	16512	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0284	OK	0.0011	0.0284	OK	330.3740	889.3740	OK	0.0000	889.3740	OK

Figura 71 Verifiche duttili e fragili per modo y

## 10.3 PILA 8

La pila 8 si differenzia dalla precedente per l'intervento di ringrosso che mira ad arginare il degrado in atto. Dal punto di vista dell'analisi tale variazione si riflette sostanzialmente sui modi di vibrare della pila e sulla massa partecipante che in questo caso sarà maggiore in quanto il fondo alveo si trova ad una profondità di circa 7m.

### 10.3.1 MATERIALI

Si assumono le medesime proprietà dei materiali utilizzati per la pila 3.

### 10.3.2 MODELLO ED ANALISI MODALE

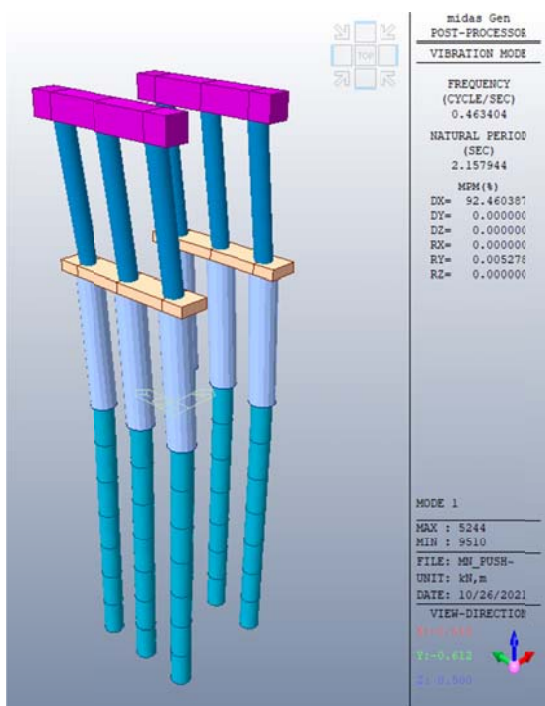


Figura 72 Primo modo di vibrare

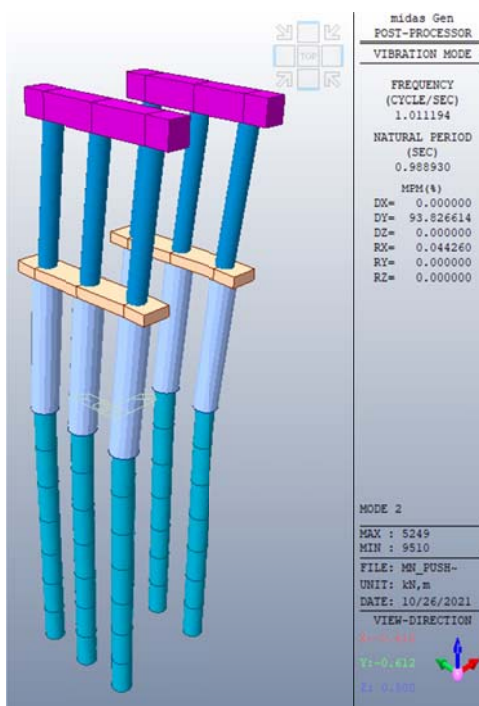


Figura 73 Secondo modo di vibrare



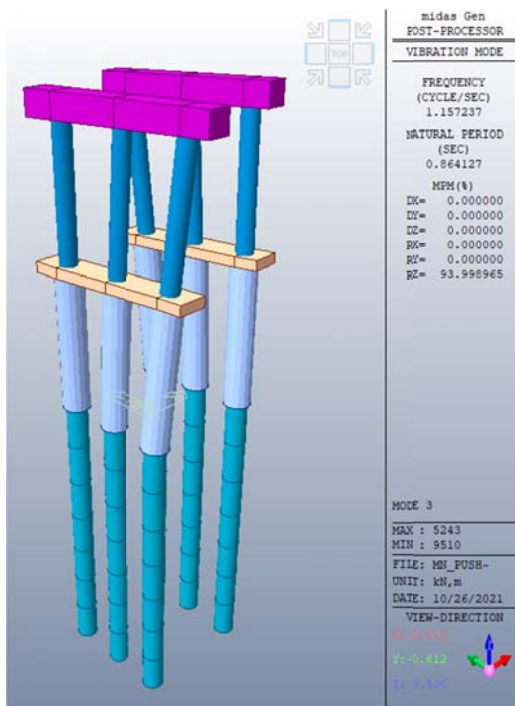


Figura 74 Terzo modo di vibrare

Come si può notare la percentuale di massa modale per ogni modo è inferiore rispetto alla pila 3 in tutto accordo con la maggiore partecipazione dei tratti ringrossati che contribuiranno con dei propri modi di vibrare.

### 10.3.3 ANALISI PUSHOVER: RISULTATI

Si riportano dunque le curve di capacità ottenute dall'analisi pushover. Ancora una volta, sebbene ci si aspetta delle curve di capacità con lo stesso andamento di quelle ottenute per la pila 3, gli spostamenti in capacità saranno diversi in virtù del nuovo ringrosso e della quantità d'armatura presente in quest'ultimo.

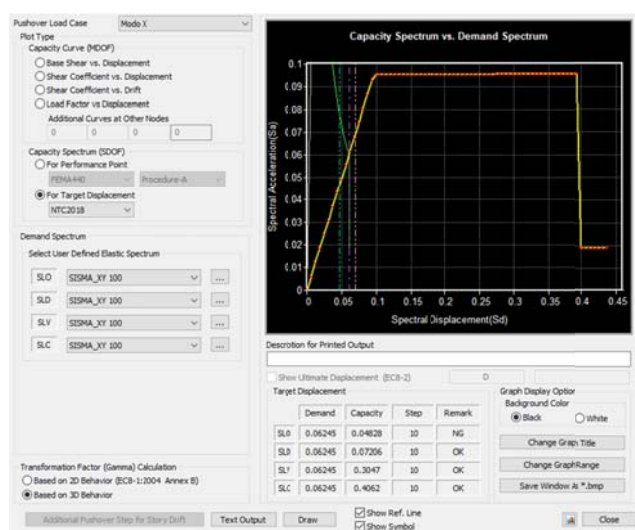


Figura 75 Curva pushover per modo x

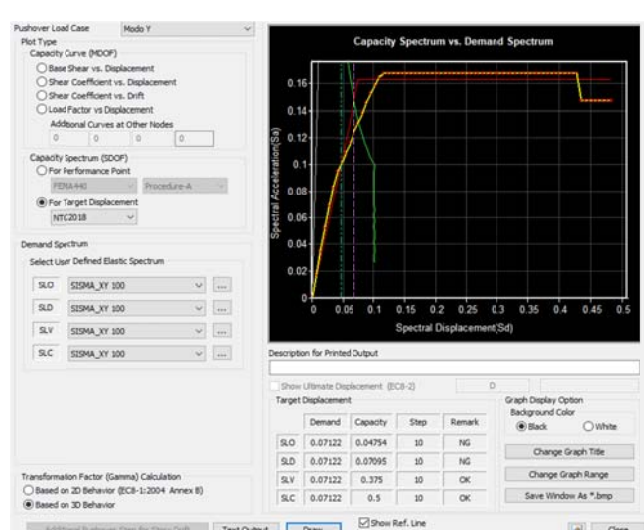


Figura 76 Curva pushover modo y

### 10.3.4 VERIFICHE DI ROTTURA FRAGILE E DUTTILE

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
8622	I-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0238	OK	-	-	-	-	-	-	71.3226	834.9480	OK
8622	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	139.6150	781.2260	OK
8626	I-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0238	OK	-	-	-	-	-	-	71.3226	834.9480	OK
8626	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	139.6150	781.2260	OK
8628	I-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0238	OK	-	-	-	-	-	-	71.3226	834.9480	OK
8628	J-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	139.6150	781.2260	OK
16507	I-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	-0.0000	0.0286	OK	1.7508	843.9730	OK	231.7910	843.9730	OK
16507	J-end	Primary	Modo X	0.0025	0.0284	OK	-0.0000	0.0284	OK	1.7508	885.3080	OK	231.7910	885.3080	OK
16508	I-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0287	OK	0.0000	0.0287	OK	0.0000	831.5620	OK	226.1650	831.5620	OK
16508	J-end	Primary	Modo X	0.0025	0.0285	OK	0.0000	0.0285	OK	0.0000	872.8970	OK	226.1650	872.8970	OK
16509	I-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	0.0000	0.0286	OK	1.7508	843.9730	OK	231.7910	843.9730	OK
16509	J-end	Primary	Modo X	0.0025	0.0284	OK	0.0000	0.0284	OK	1.7508	885.3080	OK	231.7910	885.3080	OK
16510	I-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	-0.0000	0.0286	OK	1.7508	843.9730	OK	231.7910	843.9730	OK
16510	J-end	Primary	Modo X	0.0025	0.0284	OK	-0.0000	0.0284	OK	1.7508	885.3080	OK	231.7910	885.3080	OK
16511	I-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0287	OK	-0.0000	0.0287	OK	0.0000	831.5620	OK	226.1650	831.5620	OK
16511	J-end	Primary	Modo X	0.0025	0.0285	OK	-0.0000	0.0285	OK	0.0000	872.8970	OK	226.1650	872.8970	OK
16512	I-end	Primary	Modo X	0.0011	0.0286	OK	0.0000	0.0286	OK	1.7508	843.9730	OK	231.7910	843.9730	OK
16512	J-end	Primary	Modo X	0.0025	0.0284	OK	0.0000	0.0284	OK	1.7508	885.3080	OK	231.7910	885.3080	OK
16513	I-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	131.2500	266.1890	OK
16513	J-end	Primary	Modo X	-0.0000	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	0.0000	266.1890	OK
16514	I-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	131.2500	266.1890	OK
16514	J-end	Primary	Modo X	-0.0000	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	0.0000	266.1890	OK
16515	I-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	131.2500	266.1890	OK
16515	J-end	Primary	Modo X	-0.0000	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	0.0000	266.1890	OK
16516	I-end	Primary	Modo X	0.0000	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	131.2500	266.1890	OK
16516	J-end	Primary	Modo X	-0.0000	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	0.0000	266.1890	OK
16523	I-end	Primary	Modo X	0.0013	0.0250	OK	0.0000	0.0250	OK	9.9187	997.8180	OK	298.9440	997.8180	OK
16523	J-end	Primary	Modo X	0.0015	0.0248	OK	0.0000	0.0248	OK	9.9187	1037.1800	OK	298.9440	1037.1800	OK
16524	I-end	Primary	Modo X	0.0012	0.0249	OK	-0.0000	0.0249	OK	0.0000	1015.8900	OK	300.4860	1015.8900	OK
16524	J-end	Primary	Modo X	0.0015	0.0247	OK	-0.0000	0.0247	OK	0.0000	1055.2500	OK	300.4860	1055.2500	OK
16525	I-end	Primary	Modo X	0.0013	0.0250	OK	-0.0000	0.0250	OK	9.9187	997.8180	OK	298.9440	997.8180	OK
16525	J-end	Primary	Modo X	0.0015	0.0248	OK	-0.0000	0.0248	OK	9.9187	1037.1800	OK	298.9440	1037.1800	OK
16526	I-end	Primary	Modo X	0.0013	0.0250	OK	0.0000	0.0250	OK	9.9187	997.8180	OK	298.9440	997.8180	OK
16526	J-end	Primary	Modo X	0.0015	0.0248	OK	0.0000	0.0248	OK	9.9187	1037.1800	OK	298.9440	1037.1800	OK
16527	I-end	Primary	Modo X	0.0012	0.0249	OK	0.0000	0.0249	OK	0.0000	1015.8900	OK	300.4860	1015.8900	OK
16527	J-end	Primary	Modo X	0.0015	0.0247	OK	0.0000	0.0247	OK	0.0000	1055.2500	OK	300.4860	1055.2500	OK
16528	I-end	Primary	Modo X	0.0013	0.0250	OK	-0.0000	0.0250	OK	9.9187	997.8180	OK	298.9440	997.8180	OK
16528	J-end	Primary	Modo X	0.0015	0.0248	OK	-0.0000	0.0248	OK	9.9187	1037.1800	OK	298.9440	1037.1800	OK

Figura 77 verifiche duttili e fragili per il modo x



	Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism						
					My			Mz			Fy			Fz			
					Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	
	Step for Demand = SLV (Step 6), Confidence factor = 1.20																
	Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or load case																
▶	8620	I-end	Primary	Modo Y	0.0001	0.0238	OK	-	-	-	-	-	-	578.2330	834.9480	OK	
	8620	J-end	Primary	Modo Y	-0.0009	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	789.1700	781.2260	NG	
	8622	I-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0169	OK	-	-	-	-	-	-	739.9730	834.9480	OK	
	8622	J-end	Primary	Modo Y	0.0008	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	529.0360	781.2260	OK	
	8626	I-end	Primary	Modo Y	0.0001	0.0238	OK	-	-	-	-	-	-	578.2330	834.9480	OK	
	8626	J-end	Primary	Modo Y	-0.0009	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	789.1700	781.2260	NG	
	8628	I-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0169	OK	-	-	-	-	-	-	739.9730	834.9480	OK	
	8628	J-end	Primary	Modo Y	0.0008	0.0200	OK	-	-	-	-	-	-	529.0360	781.2260	OK	
	16507	I-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0286	OK	-0.0011	0.0286	OK	153.3060	843.9730	OK	0.0000	843.9730	OK	
	16507	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0284	OK	-0.0004	0.0284	OK	153.3060	885.3080	OK	0.0000	885.3080	OK	
	16508	I-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0287	OK	-0.0019	0.0287	OK	294.5760	831.5620	OK	0.0000	831.5620	OK	
	16508	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0285	OK	-0.0004	0.0285	OK	294.5760	872.8970	OK	0.0000	872.8970	OK	
	16509	I-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0286	OK	-0.0012	0.0286	OK	177.2480	843.9730	OK	0.0000	843.9730	OK	
	16509	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0284	OK	-0.0003	0.0284	OK	177.2480	885.3080	OK	0.0000	885.3080	OK	
	16510	I-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0286	OK	-0.0011	0.0286	OK	153.3060	843.9730	OK	0.0000	843.9730	OK	
	16510	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0284	OK	-0.0004	0.0284	OK	153.3060	885.3080	OK	0.0000	885.3080	OK	
	16511	I-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0287	OK	-0.0019	0.0287	OK	294.5760	831.5620	OK	0.0000	831.5620	OK	
	16511	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0285	OK	-0.0004	0.0285	OK	294.5760	872.8970	OK	0.0000	872.8970	OK	
	16512	I-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0286	OK	-0.0012	0.0286	OK	177.2480	843.9730	OK	0.0000	843.9730	OK	
	16512	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0284	OK	-0.0003	0.0284	OK	177.2480	885.3080	OK	0.0000	885.3080	OK	
	16513	I-end	Primary	Modo Y	0.0025	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	131.2500	266.1890	OK	
	16513	J-end	Primary	Modo Y	-0.0024	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	0.0000	266.1890	OK	
	16514	I-end	Primary	Modo Y	-0.0024	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	131.2500	266.1890	OK	
	16514	J-end	Primary	Modo Y	0.0024	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	0.0000	266.1890	OK	
	16515	I-end	Primary	Modo Y	0.0025	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	131.2500	266.1890	OK	
	16515	J-end	Primary	Modo Y	-0.0024	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	0.0000	266.1890	OK	
	16516	I-end	Primary	Modo Y	-0.0024	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	131.2500	266.1890	OK	
	16516	J-end	Primary	Modo Y	0.0024	0.0237	OK	-	-	-	-	-	-	0.0000	266.1890	OK	
	16523	I-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0250	OK	0.0005	0.0250	OK	308.0600	997.8180	OK	0.0000	997.8180	OK	
	16523	J-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0248	OK	0.0009	0.0248	OK	308.0600	1037.1800	OK	0.0000	1037.1800	OK	
	16524	I-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0249	OK	0.0006	0.0249	OK	285.1390	1015.8900	OK	0.0000	1015.8900	OK	
	16524	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0247	OK	0.0010	0.0247	OK	285.1390	1055.2500	OK	0.0000	1055.2500	OK	
	16525	I-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0250	OK	0.0005	0.0250	OK	322.3270	997.8180	OK	0.0000	997.8180	OK	
	16525	J-end	Primary	Modo Y	0.0000	0.0248	OK	0.0009	0.0248	OK	322.3270	1037.1800	OK	0.0000	1037.1800	OK	
	16526	I-end	Primary	Modo Y	-0.0000	0.0250	OK	0.0005	0.0250	OK	308.0600	997.8180	OK	0.0000	997.8180	OK	

Figura 78 Verifiche duttili e fragili per modo y

In questo caso le verifiche non sono soddisfatte. Si ha infatti la rottura fragile per taglio del traverso delle pile.

## 10.4 PILA 18

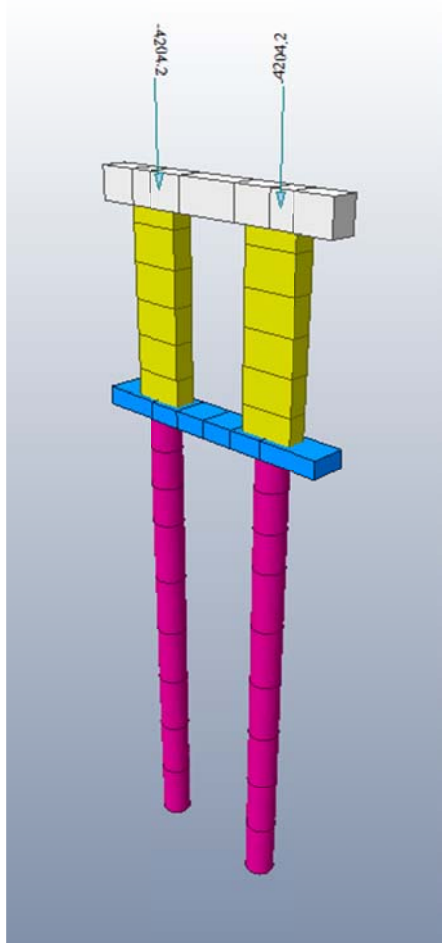
### 10.4.1 MATERIALI

Come sopra, per condurre l'analisi pushover, è necessario definire in Midas le proprietà dei materiali sulla base delle prove sperimentali. Le carote di calcestruzzo prelevate dalle pile hanno dato una resistenza media a compressione di  $f_{cm} = 32MPa$ . Per le barre d'acciaio si assume un acciaio FeB44k.

*Nota: poiché non si dispone delle tavole storiche di progetto non è possibile modellare l'armatura del pulvino. L'analisi pushover è dunque in grado di cogliere il comportamento post-elastico dei soli fusti a setto e non le possibili rotture fragili del pulvino*

### 10.4.2 MODELLO E ANALISI MODALE

Ancora una volta si è isolata la pila e si sono applicati ai nodi superiori dei fusti le sollecitazioni assiali derivanti dall'involuppo delle combinazioni sismiche (considerando sempre uno spettro di progetto ridotto del 40%).



*Figura 79 Modello estruso della pila*

Si riportano i tre principali modi di vibrare della pila per i quali, al solito, si verifica la somma della massa partecipante. Anche in questo caso risulta essere sostanzialmente pari all'intera massa modellata.

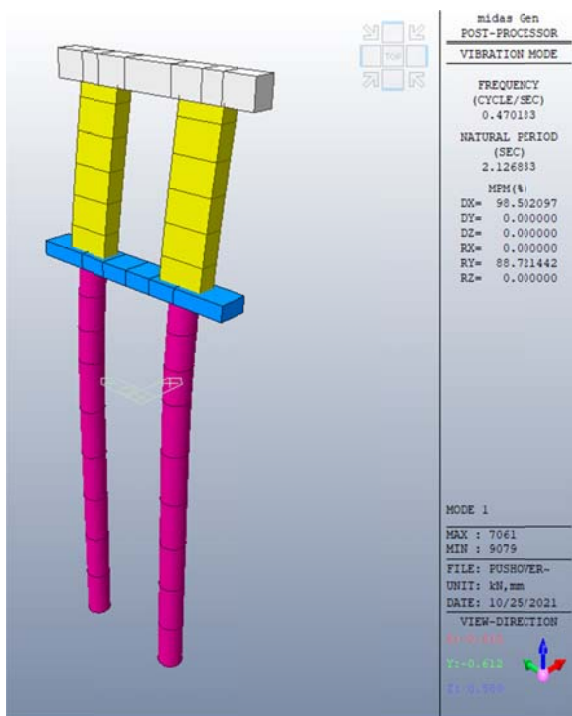


Figura 80 Primo modo di vibrare

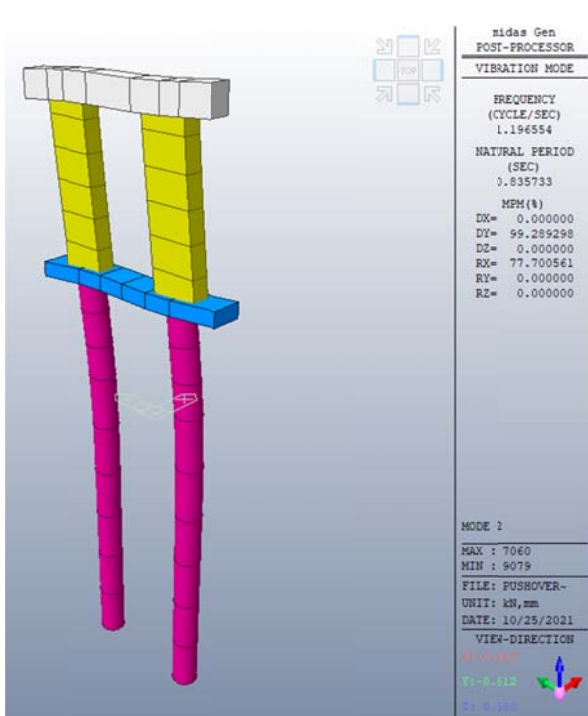


Figura 81 Secondo modo di vibrare

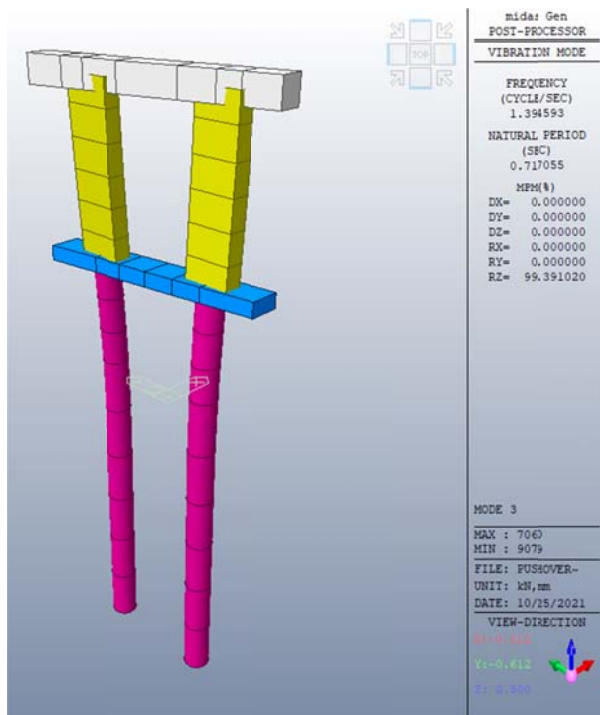


Figura 82 Terzo modo di vibrare

#### 10.4.3 ANALISI PUSHOVER: RISULTATI

Si riportano nel seguito le curve ottenute dall'analisi.

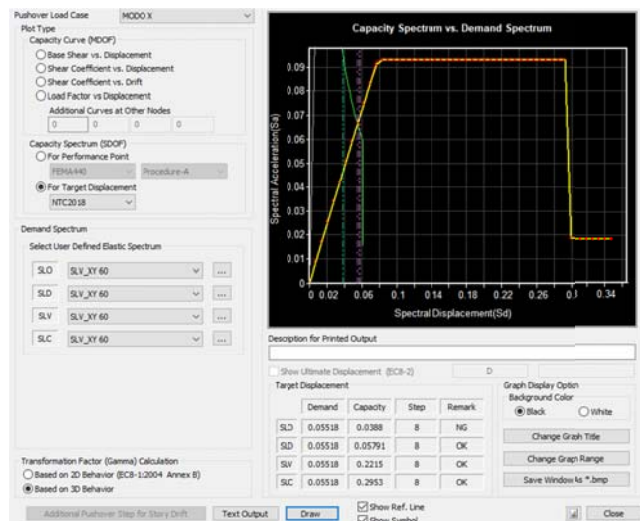


Figura 83 Curva pushover per modo x

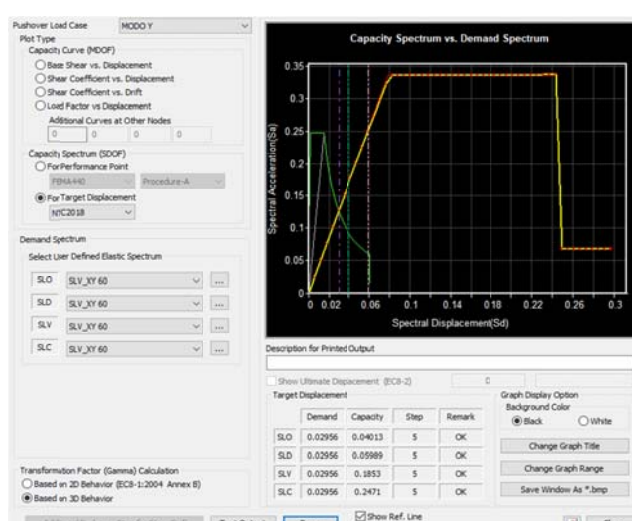


Figura 84 Curva pushover modo y

Le curve sono ritenute valide in quanto colgono molto bene il comportamento dell'elemento dal tratto elastico, alla plasticizzazione e conseguente rottura. Ciò permette di poter costruire in modo adeguato la curva di capacità bilineare associata al sistema SDOF. Rispetto all'analisi sui fusti circolari, i fusti a setto della pila in oggetto possiedono una rigidità minore.

#### 10.4.4 VERIFICHE DI ROTTURA FRAGILE E DUTTILE

	Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
					My			Mz			Fy			Fz		
					Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
	Step for Demand = SLV (Step 8), Confidence factor = 1.20															
	Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
▶	11718	I-end	Primary	MODO X	0.0000	6.7500	OK	0.0006	6.7500	OK	-	-	-	0.0000	1.0000	OK
	11718	J-end	Primary	MODO X	-0.0000	6.7500	OK	0.0006	6.7500	OK	-	-	-	0.0000	1.0000	OK
	11720	I-end	Primary	MODO X	0.0007	0.0265	OK	0.0000	0.0188	OK	1.0000	1075.1000	OK	195.9140	1134.6700	OK
	11720	J-end	Primary	MODO X	0.0013	0.0265	OK	0.0000	0.0188	OK	1.0000	1075.1000	OK	195.9140	1134.6700	OK
	11723	I-end	Primary	MODO X	0.0007	0.0265	OK	0.0000	0.0188	OK	1.0000	1075.1000	OK	195.9140	1134.6700	OK
	11723	J-end	Primary	MODO X	0.0013	0.0265	OK	0.0000	0.0188	OK	1.0000	1075.1000	OK	195.9140	1134.6700	OK

Figura 85 Verifiche duttili e fragili per il modo in x

	Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
					My			Mz			Fy			Fz		
					Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
	Step for Demand = SLV (Step 8), Confidence factor = 1.20															
	Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
▶	11718	I-end	Primary	MODO X	0.0000	6.7500	OK	0.0006	6.7500	OK	-	-	-	0.0000	1.0000	OK
	11718	J-end	Primary	MODO X	-0.0000	6.7500	OK	0.0006	6.7500	OK	-	-	-	0.0000	1.0000	OK
	11720	I-end	Primary	MODO X	0.0007	0.0265	OK	0.0000	0.0188	OK	1.0000	1075.1000	OK	195.9140	1134.6700	OK
	11720	J-end	Primary	MODO X	0.0013	0.0265	OK	0.0000	0.0188	OK	1.0000	1075.1000	OK	195.9140	1134.6700	OK
	11723	I-end	Primary	MODO X	0.0007	0.0265	OK	0.0000	0.0188	OK	1.0000	1075.1000	OK	195.9140	1134.6700	OK
	11723	J-end	Primary	MODO X	0.0013	0.0265	OK	0.0000	0.0188	OK	1.0000	1075.1000	OK	195.9140	1134.6700	OK

Figura 86 Verifiche duttili e fragili per il modo in y

Le verifiche risultano soddisfatte.



## **10.5 CONCLUSIONI**

Nel complesso, le verifiche per meccanismi fragili e duttili risultano soddisfatte nei confronti dello spettro elastico di progetto. Il comportamento plastico delle sezioni è, a tutti gli effetti, migliorativo per le prestazioni dell'intera opera. Le pile posseggono dunque un'alta capacità dissipativa che nell'analisi dinamica lineare è stata trascurata in quanto il fattore di struttura è stato considerato, a fine conservativo, unitario.

Inoltre, nell'analisi dinamica lineare, le caratteristiche resistenziali dei materiali non sono state prese pari alla media aritmetica delle resistenza ma sono state opportunamente calcolate e combinate tenendo conto dei fattori geometrici delle carote e delle correzioni per disturbo e snellezza.

I risultati emersi dall'analisi non lineare sono congruenti con l'osservazioni di cui il §8.3 in merito al terremoto dell'Emilia del 2012.

Si segnala che non è stato possibile verificare il comportamento dei pulvini delle pile nel tratto di Reggio Emilia, in quanto non risultano disponibili i disegni delle armature.