

**NUOVA LINEA TORINO LIONE - NOUVELLE LIGNE LYON TURIN  
PARTE COMUNE ITALO-FRANCESE - PARTIE COMMUNE FRANCO-ITALIENNE  
SEZIONE TRANSFRONTALIERA PARTE IN TERRITORIO ITALIANO  
SECTION TRANSFRONTALIERE PARTIE EN TERRITOIRE ITALIEN**

**LOTTO COSTRUTTIVO 1 / LOT DE CONSTRUCTION 1  
CANTIERE OPERATIVO 04C/CHANTIER DE CONSTRUCTION 04C  
SVINCOLO DI CHIOMONTE IN FASE DI CANTIERE  
ECHANGEUR DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER  
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION  
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927**

**OPERE D'ARTE  
OPERE D'ARTE MAGGIORI  
VIADOTTO RAMPA DI USCITA - VIADOTTO "A"**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabri par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
A	30/09/2017	Révision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
B	26/09/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCHE (MUSINET ENG.)	P.DIALOISIO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

<b>1</b>	<b>0</b>	<b>4</b>	<b>C</b>	<b>C</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>1</b>	<b>6</b>	<b>6</b>	<b>N</b>	<b>V</b>	<b>0</b>	<b>2</b>	<b>W</b>	<b>2</b>
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot		Contratto/Contrat			Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

<b>E</b>	<b>C</b>	<b>L</b>	<b>O</b>	<b>C</b>	<b>0</b>	<b>4</b>	<b>0</b>	<b>1</b>	<b>B</b>
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document		Indice Index		

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/  
/INTEGRATION SPECIALISTE**



Dott. Ing. Piero D'ALOISIO  
Albo di Torino  
N° 5193 S



**SCALA / ÉCHELLE**

-

**I PROGETTISTI/LES DESIGNERS**



Dott. Arch. Corrado GIOVANNETTI  
Albo di Torino  
N° 2736

**L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR**

**IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE**

**SOMMAIRE / INDICE**

1. INTRODUZIONE .....	4
2. DESCRIZIONE .....	4
3. RIFERIMENTI NORMATIVI, BIBLIOGRAFICI, SOFTWARE .....	7
4. MATERIALI .....	7
4.1.1 Calcestruzzo per magrone .....	7
4.1.2 Calcestruzzo per pali di fondazione (Pile e spalle) .....	7
4.1.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle) .....	8
4.1.5 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle) .....	9
4.1.7 Calcestruzzo per cordoli e baggioli .....	10
4.2 Acciai .....	10
4.2.1 Acciaio per armatura lenta .....	10
5. MODELLO DI CALCOLO .....	11
5.1 Descrizione .....	11
5.2 Modello viadotti condizioni di carico statiche .....	13
5.3 Modello viadotti condizioni di carico sismiche .....	13
5.3.1 Caratteristiche dei dispositivi d'isolamento .....	14
6. CARICHI DI PROGETTO .....	17
6.1 Peso proprio impalcato metallico .....	17
6.1.1 Peso proprio soletta in c.a. ....	18
6.1.2 Peso proprio pile in c.a. ....	19
6.2 Permanenti .....	19
6.3 Carichi Accidentali .....	20
6.3.1 Carico Accidentale folla .....	20
6.3.2 Carico Accidentale mezzi .....	20
6.3.3 Azione longitudinale di frenamento .....	21
6.3.4 Azione trasversale centrifuga .....	21
6.4 Azione del vento .....	22
6.5 Resistenze parassite dei vincoli (Q7) .....	22
6.6 Effetti della temperatura .....	22
6.6.1 Variazione termica uniforme .....	22
6.6.2 Variazione termica differenziale trave – soletta .....	23
6.7 Effetti dovuti al ritiro .....	23
6.8 Cedimenti differenziali .....	23
6.9 Azione sismica .....	25
7. COMBINAZIONI DI PROGETTO .....	25
8. RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO .....	26
8.1 Premessa .....	26
8.2 Sollecitazioni risultanti a quota spiccato pila .....	27
8.3 Azioni sugli appoggi .....	31
9. VERIFICHE .....	32
9.1 Fusto pile .....	32
9.1.1 Premessa .....	32

9.1.2	Verifica a pressoflessione deviata.....	33
9.1.3	Verifica combinata a taglio e torsione .....	42
9.2	Plinti di fondazione.....	46
9.2.1	Premessa.....	46
9.2.2	Verifica a flessione e taglio.....	47
9.3	Pali di fondazione .....	50
9.3.1	Premessa.....	50
9.3.2	Azioni massime sui pali .....	50
9.3.2.1	Premessa.....	50
9.3.2.2	Tabelle di sintesi .....	51
9.3.3	Verifica a pressoflessione .....	52
9.3.4	Verifica a taglio.....	53
9.4	Pulvini.....	54
9.5	Baggioli.....	57

## LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

<b>Figura 1</b>	– Inquadramento generale geometria pile .....	5
<b>Figura 2</b>	– Plinti tipologici.....	6
<b>Figura 3</b>	– Geometria del modello di calcolo.....	11
<b>Figura 4</b>	– Rappresentazione 3D della mesh di calcolo dei viadotti.....	12
<b>Figura 5</b>	– Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna.....	13
<b>Figura 6</b>	– Direzione degli assi di incidenza del sisma rispetto agli impalcati A e B.....	14
<b>Figura 7</b>	– Disposizione delle impronte di carico accidentale sull'impalcato.....	21
<b>Figura 8</b>	– Sezione di verifica allo spiccato .....	33
<b>Figura 9</b>	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche.....	34
<b>Figura 10</b>	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche .....	35
<b>Figura 11</b>	– Sezione di verifica allo spiccato .....	36
<b>Figura 12</b>	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche.....	37
<b>Figura 13</b>	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche .....	38
<b>Figura 14</b>	– Sezione di verifica allo spiccato .....	39
<b>Figura 15</b>	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche.....	40
<b>Figura 16</b>	– Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche .....	41
<b>Figura 17</b>	– Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli.....	42
<b>Figura 18</b>	– Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione.....	43
<b>Figura 19</b>	– Schema di calcolo plinto di fondazione .....	47
<b>Figura 20</b>	– Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici .....	51
<b>Figura 21</b>	– Dominio SLU della sezione di testa dei pali UP1-UP3.....	52
<b>Figura 22</b>	– Schemi tirante-puntone di riferimento.....	54
<b>Figura 23</b>	– Effetti elementari per carichi unitari (100kN).....	55
<b>Figura 24</b>	– Armature di progetto per i vari elementi.....	56
<b>Figura 25</b>	– Schemi tirante-puntone di riferimento ed effetti unitari.....	57

## 1. INTRODUZIONE

Nell'ambito dei lavori di realizzazione della Linea Ferroviaria Alta Velocità Torino-Lione, Lotto 04C ed in particolare della realizzazione del "Nuovo Svincolo de La Maddalena sulla A32" nel comune di Chiomonte, allo sbocco Vallone Tiraculo-Rio Clarea sul versante orografico destro del rio Clarea, prima del tratto in cui lo stesso si immette nella Dora in prossimità delle "Gorge di Susa", il presente documento ha per oggetto la verifica strutturale delle pile del Viadotto "A" e, più in dettaglio, dei seguenti elementi:

- fusto pila
- plinto di fondazione
- palo di fondazione
- pulvino
- baggioli

## 2. DESCRIZIONE

Le pile in esame sono costituite da elementi scatolari a sezione prismatica, di dimensione longitudinale e trasversale costante per un primo tratto di 7.00m al di sotto dell'intradosso pulvino, che diventa variabile parabolicamente con l'altezza, in analogia alle pile del viadotto Clarea esistente.

Più in dettaglio, la sezione di sommità (sezione minima) ha dimensioni  $B_{long} \times B_{trasv} = 2.70 \times 5.40m$  che variano fino ad un massimo di  $5.63 \times 2.93$  in corrispondenza della pila UP3. I setti presentano spessore costante in altezza e pari a 0.40m, ringrossati alle estremità fino a 1.10m.

Il raccordo tra pila ed impalcato è realizzato mediante un pulvino massivo, di spessore 1.00m, dimensioni in pianta  $B_{long} \times B_{trasv} = 3.70 \times 6.40m$ , che si raccorda linearmente al fusto pila lungo un tratto di 2.00m.

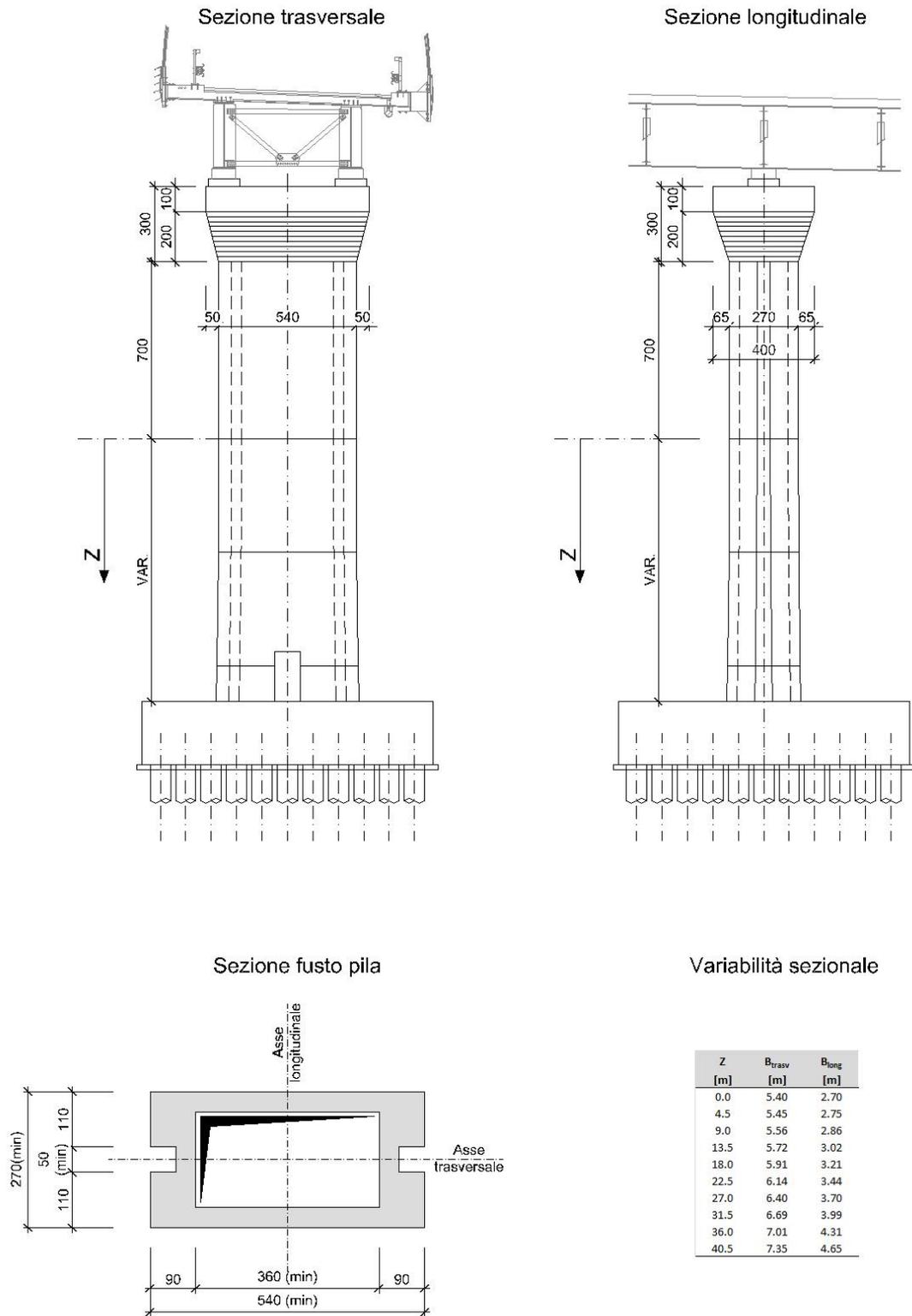
All'estradosso del pulvino si prevedono baggioli a pianta quadrata, lato 1.25m, alti mediamente 0.30m. In generale, sulle pile di continuità sono presenti n.2 baggioli/appoggi, centrati rispetto all'asse del fusto, mentre sulle pile terminali è necessario prevedere n.2+2 baggioli/appoggi (n.2 per ciascun impalcato), eccentrici longitudinalmente di 1.10m.

Al fine di ottimizzare geometrie ed armature delle pile e delle fondazioni, si prevede l'impiego di isolatori a scorrimento a superficie curva (*frictium pendulum*).

Le fondazioni sono di tipo indiretto, con plinti massivi di forma circolare impostati su pali "ravvicinati" ( $i < 3D$ ) a realizzare, di fatto, un diaframma equivalente di fondazione. Per il viadotto in esame si hanno due plinti tipologici:

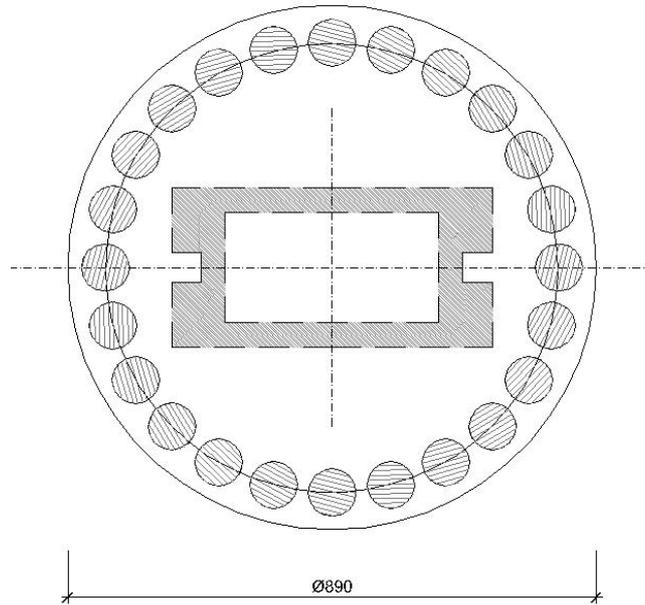
- Pile UP1 e UP2:                      plinto circolare  $\phi 8.900m$
- Pile UP3:                              plinto circolare  $\phi 11.450m$

I pali sono di grande diametro ( $\phi 800$ ), trivellati con camicia di rivestimento, differenziati in lunghezza tra le varie pile ed in particolare

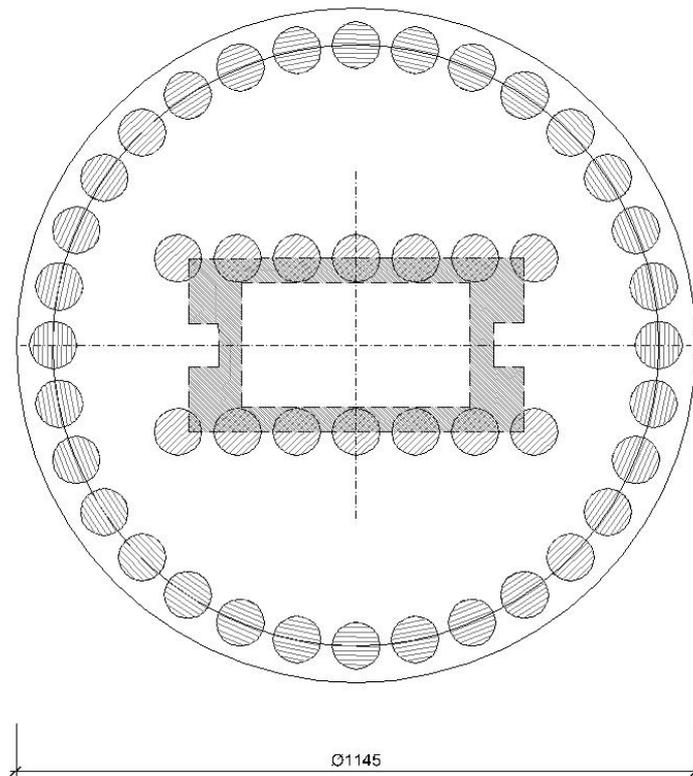


**Figura 1 – Inquadramento generale geometria pile**

Plinto tipo P1 (pila UP1 e UP2)



Plinto tipo P2 (pila UP3)

**Figura 2** – Plinti tipologici

### 3. RIFERIMENTI NORMATIVI, BIBLIOGRAFICI, SOFTWARE

Per quanto riguarda i riferimenti normativi, bibliografici e i software principali impiegati, si rimanda all'elaborato NV02\_0\_0\_E\_SD\_GN\_0008\_0 "Principi di progettazione".

### 4. MATERIALI

#### 4.1.1 Calcestruzzo per magrone

Classe del calcestruzzo		C12/15	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	15	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	12.45	N/mm <sup>2</sup>
Contenuto minimo di cemento		150	kg/mc

#### 4.1.2 Calcestruzzo per pali di fondazione (Pile e spalle)

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	24.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	32.9	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	14.11	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2.56	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{cfm}$	3.07	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1.19	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4.03	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	$f_{bd}$	2.69	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	31447	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\sigma_c$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\sigma_c$	11.21	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	
Rapporto massimo acqua/cemento		0.60	-
Contenuto minimo di cemento		300	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

**4.1.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle)**

Classe del calcestruzzo		C28/35	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	29.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	37.05	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	16.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	2.83	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.98	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.68	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}$	3.39	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1.32	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4.46	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	$f_{bd}$	2.97	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	32588	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\sigma_c$	17.43	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\sigma_c$	13.07	N/mm <sup>2</sup>
Classe di esposizione		XC2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.55	-
Contenuto minimo di cemento		320	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

**4.1.5 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle)**

Classe del calcestruzzo		C32/40	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	40	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	33.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	41.2	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	18.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	3.10	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.17	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4.03	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm}$	3.72	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1.45	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	4.88	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	$f_{bd}$	3.25	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	33643	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\sigma_c$	19.92	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\sigma_c$	14.94	N/mm <sup>2</sup>
		XC4,	
Classe di esposizione		XF2	-
Rapporto massimo acqua/cemento		0.5	-
Contenuto minimo di cemento		340	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

**4.1.7 Calcestruzzo per cordoli e baggioli**

Classe del calcestruzzo		C35/45	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck}$	45	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	45.35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	$f_{cd}$	21.16	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	4.02	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.81	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$		
	%	5.226	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$	4.824	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd}$	1.87	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	$f_{bk}$	6.32	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	$f_{bd}$	4.21	N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	$E_{cm}$	34625	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	$\sigma_c$	21	N/mm <sup>2</sup>
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	$\sigma_c$	15.75	N/mm <sup>2</sup>
		XC4,	
		XF2	
Classe di esposizione		XD3	
Rapporto massimo acqua/cemento		0.45	-
Contenuto minimo di cemento		360	kg/mc
Classe di consistenza (Slump)		S4	-
Dimensione massima dell'aggregato		30	mm

**4.2 Acciai****4.2.1 Acciaio per armatura lenta**

Classe di acciaio		B450	
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di progetto	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
Sovra-resistenza	$f_{tk} / f_{yk}$	$\geq 1.15$	-
Modulo di elasticità	$E_s$	210000	N/mm <sup>2</sup>

## 5. MODELLO DI CALCOLO

### 5.1 Descrizione

Il programma di calcolo adottato (Midas Civil 2016 v.1.1) consente di modellare le geometrie dei viadotti dello svincolo e tutte le condizioni di carico della tipologia di ponte in esame.

E' stato creato un modello 3-D ad elementi finiti di tipo "beam" dello svincolo in uscita comprensivo di elementi di pile e impalcati secondo la geometria reale di tracciato altimetrico e planimetrico.

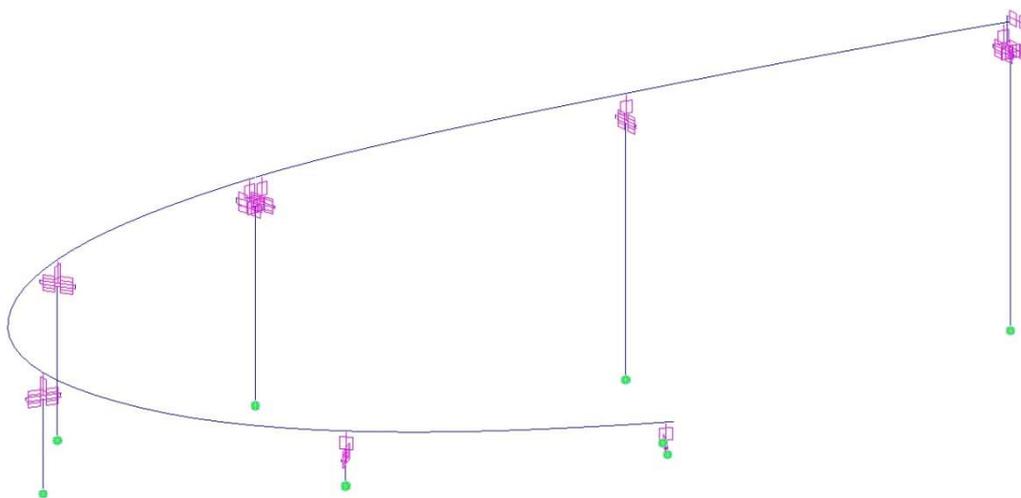
In particolare le pile, che sono caratterizzate alla base da un tratto rastremato con profilo parabolico, sono state modellate con elementi finiti a geometria variabile e con assi locali ruotati in funzione dell'effettiva orientazione degli assi trasversali e longitudinali. Gli elementi finiti che compongono il fusto delle pile sono stati definiti con una lunghezza pari a circa 3 m.

I pulvini sono stati modellati con elementi finiti di tipo "beam" caratterizzati dalla inerzia e massa effettiva.

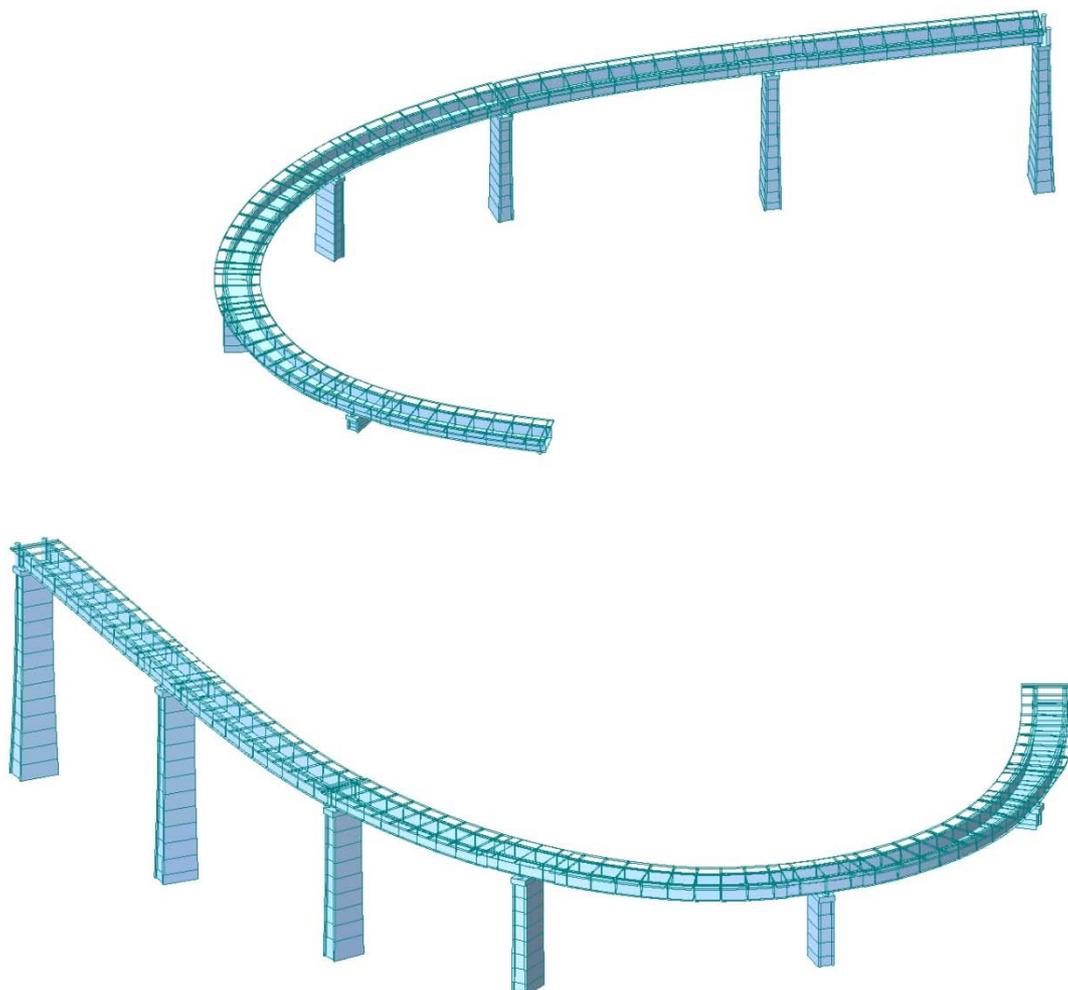
Gli impalcati sono stati modellati con travi continue in cui la posizione dei nodi, tramite un offset verticale rispetto al baricentro, è riferita alla quota d'estradosso di mezzzeria della sezione. In corrispondenza delle pile, sono stati inseriti dei "link rigidi" di collegamento tra gli elementi di trave dell'impalcato e gli elementi rappresentativi degli apparecchi d'appoggio.

Le sezioni d'impalcato, differenziate a tratti sulla base dei differenti conci di trave in progetto, sono caratterizzate da proprietà geometriche, quali aree e inerzie flessionali e torsionali, omogeneizzate al modulo elastico dell'acciaio.

In corrispondenza della pila UP6 sono stati introdotti azioni orizzontali e verticali in asse appoggi, rappresentative dei carichi provenienti dall'impalcato in affiancamento.



*Figura 3 – Geometria del modello di calcolo*



*Figura 4 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo dei viadotti.*

Il modello ad elementi finiti è caratterizzato dalla definizione di gruppi per cui sono definiti elementi, vincoli e carichi.

Ai fini delle verifiche delle pile sotto diverse condizioni di carico, quali i carichi statici (SLU e SLE) e sismici (SLU e SLD), sono stati creati modelli di calcolo differenti.

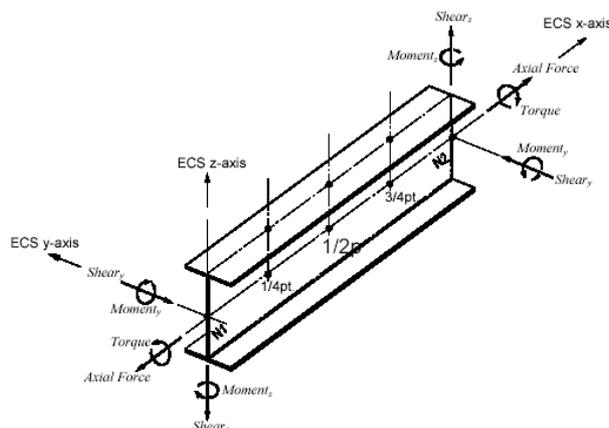
Le convenzioni adottate per elementi e carichi sono:

- Il sistema di riferimento locale per le pile è il seguente:
  - origine nel nodo iniziale dell'asta;
  - asse x coincidente con l'asse longitudinale della pila
  - asse y coincidenti con l'asse della pila trasversale rispetto all'impalcato
  - asse z coincidenti con l'asse della pila longitudinale rispetto all'impalcato
- Il sistema di riferimento locale per l'impalcato è il seguente:
  - origine nel nodo iniziale dell'asta;
  - asse x coincidente con l'asse longitudinale dell'impalcato

asse y appartenente al piano dell'impalcato e diretto trasversalmente

asse z perpendicolare al piano dell'impalcato

- I carichi sono assegnati con riferimento al sistema di riferimento assoluto oppure al sistema di riferimento locale dell'elemento.
- Le unità di misura utilizzate: kN (per le forze), m (per le lunghezze).



**Figura 5** – Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna

Lo schema di vincolo fra impalcato e pulvino è costituito da una coppia di appoggi tipo isolatori.

Gli isolatori costituiscono un vincolo elastico con rigidezza differenziata per le forze e distorsioni statiche e per le forze sismiche. Negli impalcato non è quindi previsto un vincolo rigido fisso in direzione longitudinale e trasversale.

## 5.2 Modello viadotti condizioni di carico statiche

L'analisi dei viadotti è stata condotta nell'ipotesi di sollecitazioni a fine costruzione, in cui sono stati considerati tutti i carichi permanenti ed accidentali descritti nel capitolo § 0 ad eccezione del sisma.

## 5.3 Modello viadotti condizioni di carico sismiche

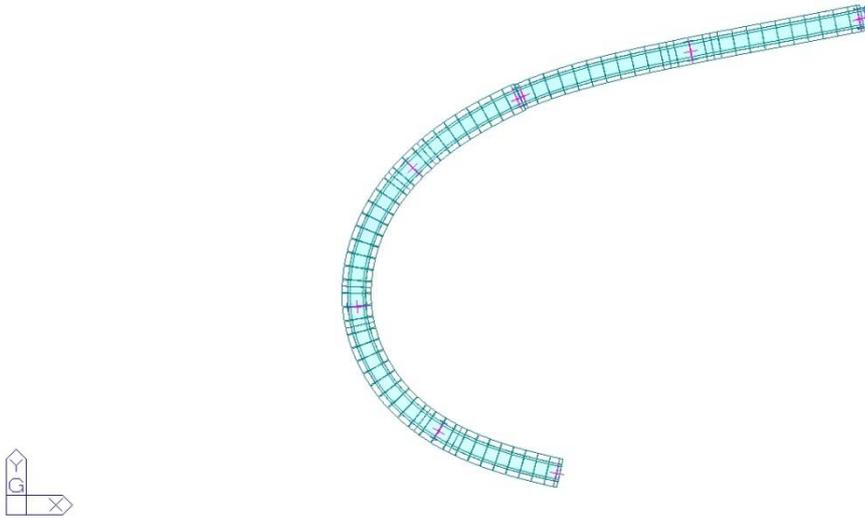
Per effettuare l'analisi della struttura in condizioni sismiche è stato distinto il modello di calcolo per i viadotti A e B rispetto al viadotto in affiancamento, così da poter cogliere in maniera più corretta i modi propri di vibrare delle strutture e le rispettive masse partecipate.

Il carico sismico, sia nella componente orizzontale che verticale, è stato modellato tramite spettri di accelerazione ed il calcolo della risposta della struttura è stata effettuata mediante combinazione delle forme modali. Le sollecitazioni e gli spostamenti sono stati combinati con la regola CQC (Complete Quadratic Combination), che consente di calcolare in modo corretto la risposta quando forme modali hanno periodi propri molto ravvicinati.

Il numero dei modi di vibrare impiegati per le analisi sismiche è risultato in genere sempre maggiore di 100, fino a raggiungere un valore di massa partecipata nelle tre direzioni maggiore o uguale all'85 %.

Le componenti orizzontali X e Y del sisma sono state orientate secondo i due assi di riferimento globali, mostrati nella figura a seguire, in relazione al tracciato planimetrico degli impalcato. Si può osservare che gli assi X e Y sono orientati rispettivamente in direzione

perpendicolare e parallela all'impalcato A in corrispondenza della pila UP2, mentre risultano pressochè paralleli e perpendicolari all'impalcato B.



**Figura 6** – Direzione degli assi di incidenza del sisma rispetto agli impalcati A e B

Le due componenti orizzontali e la componente verticale sono state sommate secondo le seguenti tre combinazioni, che tengono conto della non contemporanea concomitanza del valore massimo dell'azione sismica nelle tre direzioni principali:

	$A_{Ex}$	$A_{Ey}$	$A_{Ez}$
$E_1$	$\pm 0.30$	$\pm 1.00$	$\pm 0.30$
$E_2$	$\pm 1.00$	$\pm 0.30$	$\pm 0.30$
$E_3$	$\pm 0.30$	$\pm 0.30$	$\pm 1.00$

Per il calcolo delle sollecitazioni lungo il fusto della pila e in fondazione è stato adottato, conformemente alla normativa, lo spettro corrispondente allo SLV.

In luogo di appoggi fissi e scorrevoli, saranno adottati come sistemi di vincolo per gli impalcati isolatori ad attrito (friction pendulum). In virtù di questi dispositivi si ipotizza che gli elementi strutturali si mantengano in campo elastico: è stato quindi adottato un coefficiente di struttura pari a  $q = 1$ .

### 5.3.1 Caratteristiche dei dispositivi d'isolamento

Il coefficiente d'attrito dinamico è il parametro più importante che governa il comportamento degli isolatori a scorrimento a superficie curva (friction pendulum).

La rigidità equivalente e lo smorzamento viscoso equivalente adottato nel modello di calcolo possono essere calcolati con le seguenti formule:

$$K_e = N_{sd} \cdot \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)$$

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu \cdot R} + 1}$$

Come si può vedere dalle formule qui riportate, sia la rigidezza equivalente sia il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente dipendono dallo spostamento. E' stata quindi adottata una procedura iterativa, che ha portato ai seguenti valori di coefficiente d'attrito per gli appoggi del Viadotto A:

	N <sub>SLU</sub> Carico verticale massimo in condizioni non sismiche [kN]	N <sub>Sd</sub> Carico verticale in combinazione quasi permanente [kN]	N <sub>Ed</sub> Carico verticale massimo in combinazione sismica SLC [kN]	N <sub>Ed,max</sub> Carico verticale massimo di progetto dell'ISOLATORE [kN]	μ <sub>i</sub> Coefficiente d'attrito	Ke Rigidezza equivalente [kN/mm]
<b>SP1I</b>	3182	771.00	1006	3100	12.0%	0.763
<b>SP1E</b>	3932	1109.00	1492	3100	9.8%	0.962
<b>UP1I</b>	11110	3877.00	4745	9300	9.0%	3.189
<b>UP1E</b>	9004	3283.00	4012	9300	9.9%	2.865
<b>UP2I</b>	12197	4481.00	5234	9300	8.3%	3.512
<b>UP2E</b>	8978	3163.00	3747	9300	10.1%	2.795
<b>UP3I</b>	11854	4390.00	5176	9300	8.4%	3.465
<b>UP3E</b>	9756	3820.00	4559	9300	9.1%	3.163
<b>UP4I</b>	3206	813.00	1113	3100	11.7%	0.791
<b>UP4E</b>	4268	1293.00	1678	3100	9.0%	1.064

<b>R<sub>eq</sub></b>	3100
<b>μ<sub>medio</sub></b>	9.23%

Con  $d \cong 180$  mm  $R = 3100$  mm e  $\mu_{\text{medio}} = 9.23\%$  risulta:

$$\xi_e = 0.391$$

Poiché nella definizione dello spettro di calcolo si ha:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}} = 0.476 < 0.55$$

Come prescritto dalle Norme Tecniche è stato quindi adottato  $\eta = 0.55$ .

Per la modellazione della rigidezza degli isolatori è stata imposta agli elementi beam di collegamento tra impalcato e pulvino una rigidità a taglio modificata in funzione dei valori di Ke riportati in tabella.

Imponendo:

$$EJ \rightarrow \infty$$

e

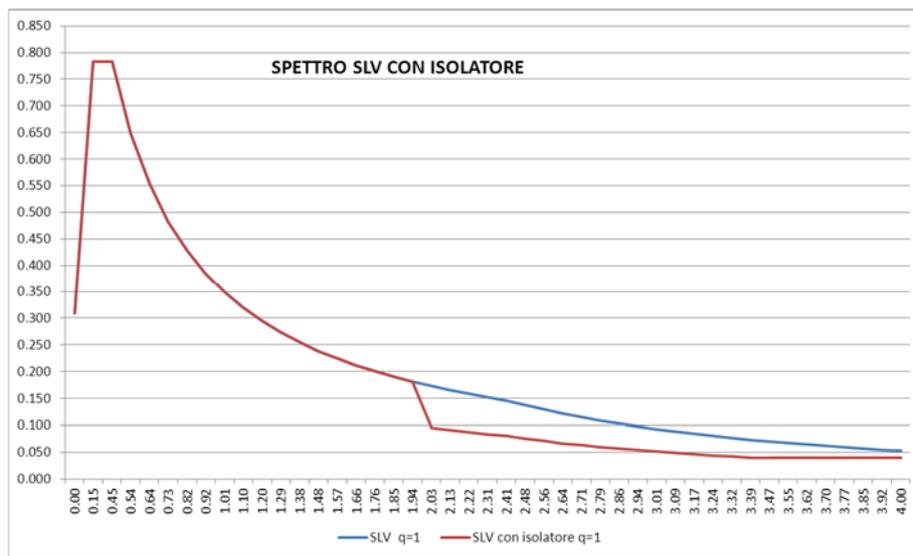
$$k_{eq} = \frac{GA_V}{H}$$

Si ottiene:

$$A_V = \frac{k_{eq} \cdot H}{G}$$

Si specifica che, ad ogni elemento “isolatore” è stato imposto un valore differente di  $A_V$ , sulla base dei valori di  $K_e$  riportati in tabella.

Dall’analisi modale effettuata sul modello di calcolo, risulta un periodo associato al primo modo pari a  $TIS = 2.44$  sec. Si è apportata quindi, a partire da  $0.8 T_s$  la modifica dello spettro in accelerazione SLV, a seguire riportato.



## 6. CARICHI DI PROGETTO

Per quanto riguarda i carichi di progetto, si riporta di seguito una tabella di sintesi dei carichi considerati ai fini del dimensionamento e della verifica strutturale, rimandando ai paragrafi a seguire, all'elaborato NV02\_0\_0\_E\_SD\_GN\_0008\_0 "Principi di progettazione" e alle relazioni di calcolo degli impalcati A e B per maggiori dettagli.

Poiché il modello di calcolo comprende contemporaneamente gli impalcati A e B, si riportano i carichi associati ad entrambi gli impalcati.

Carico		Descrizione
Permanente	Strutturale	Peso proprio fondazioni
		Peso proprio elevazioni
		Peso proprio impalcati
Permanente	Non strutturale	Ricoprimenti plinti
		Pavimentazione stradale
		Cordoli laterali
		Barriere di sicurezza
		Condotte appese intradosso soletta
		Carter metallico a bordo ponte
Variabili	Traffico stradale (ponte 1.a cat.)	Carico verticale
		Azione di frenatura/accelerazione
		Azione centrifuga
Variabili	Vento	A ponte scarico
		A ponte carico
Variabili	Gradienti termici	Variazione uniforme
		Variazione lineare
-	-	Ritiro
-	-	Viscosità
-	-	Cedimenti vincolari
-	-	Azioni parassite dei vincoli
Sisma	-	-

### 6.1 Peso proprio impalcato metallico

Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato considerando un peso per unità di volume dell'acciaio pari a  $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$ . Il peso della struttura metallica è stato valutato per ogni campata sulla base delle caratteristiche geometriche di travi, traversi e controventi, valutati sulla base dei disegni progetto, incrementato del 20% per considerare la presenza di saldature, irrigidimenti, piastre, pioli, imbottiture etc. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di carpenteria metallica.

Nella seguente tabella si riportano i carichi a metro lineare valutati per ciascuna campata dell'impalcato A e B:

<b>Impalcato metallico A</b>	<b>p<sub>s</sub> [kN/m]</b>
Campata da SP1 a UP1	25
Campata da UP1 a UP2	30
Campata da UP2 a UP3	30
Campata da UP3 a UP4	25

<b>Impalcato metallico B</b>	<b>p<sub>s</sub> [kN/m]</b>
Campata da UP4 a UP5	40
Campata da UP5 a UP6	40

### 6.1.1 Peso proprio soletta in c.a.

Si considerano le seguenti sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

Al fine di una modellazione più accurata sono state effettuate quattro ripartizioni per l'impalcato A e 2 per l'impalcato B, riferite alla mezzeria di ogni singola campata.

In particolare per l'impalcato A:

- Campata da SP1 a UP1 → L=9,15 m
- Campata da UP1 a UP2 → L=9,75 m
- Campata da UP2 a UP3 → L=11,05 m
- Campata da UP3 a UP4 → L=10,65 m

e per l'impalcato B:

- Campata da UP4 a UP5 → L=9,53 m
- Campata da UP5 a UP6 → L=8,90 m

$$q_{\text{predalle}} = 0,05 \cdot 25,00 = 1,25 \text{ kN/m}^2 \quad + \quad \text{peso proprio predalle}$$

$$q_{\text{soletta}} = 0,28 \cdot 25,00 = 7,00 \text{ kN / m}^2 \quad = \quad \text{peso proprio soletta}$$

$$q_{\text{TOT}} = 8,25 \text{ kN / m}^2$$

Di seguito si riportano i carichi a metro lineare per l'impalcato A:

<b>Soletta</b>	<b>L<sub>sol.</sub> [cm]</b>	<b>p<sub>sol</sub> [kN/m]</b>
Campata da SP1 a UP1	915	75,5
Campata da UP1 a UP2	975	80,5
Campata da UP2 a UP3	1.105	92,0
Campata da UP3 a UP4	1.065	88,0

e per l'impalcato B:

Soletta	L <sub>sol.</sub> [cm]	p <sub>sol</sub> [kN/m]
Campata da UP4 a UP5	953	78,6
Campata da UP5 a UP6	890	73,5

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato.

### 6.1.2 Peso proprio pile in c.a.

Il peso proprio delle pile e dei pulvini in c.a. viene computato in modo automatico dal programma di calcolo sulla base della loro geometria e del peso specifico assegnato al calcestruzzo pari a 25 kN/m<sup>3</sup>.

### 6.2 Permanenti

Si considerano le medesime sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile adottate per il calcolo del peso della soletta su cui agiscono i carichi di seguito esplicitati:

$q_{\text{marc.}} = 0,15 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN / m}^2$	marciapiedi
$q_{\text{Strad.}} = 3,00 \text{ kN / m}^2$	massicciata stradale
$q_{\text{Barriera}} = 1,50 \text{ kN / m}$	guardrail
$q_{\text{Par.}} = 1,50 \text{ kN / m}$	parapetto bordo ponte
$q_{\text{Smalt. acque.}} = 0,50 \text{ kN / m}$	smaltimento acque

Di seguito si riportano i carichi a metro lineare per l'impalcato A:

Permanenti	L <sub>sol.</sub> [cm]	P <sub>perm</sub> [kN/m]
Campata da SP1 a UP1	915	36,0
Campata da UP1 a UP2	975	37,5
Campata da UP2 a UP3	1.105	41,5
Campata da UP3 a UP4	1.065	40,5

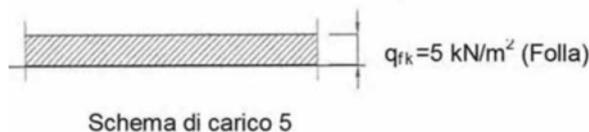
e per l'impalcato B:

Soletta	L <sub>sol.</sub> [cm]	P <sub>perm</sub> [kN/m]
Campata da UP4 a UP5	953	37
Campata da UP5 a UP6	890	35

## 6.3 Carichi Accidentali

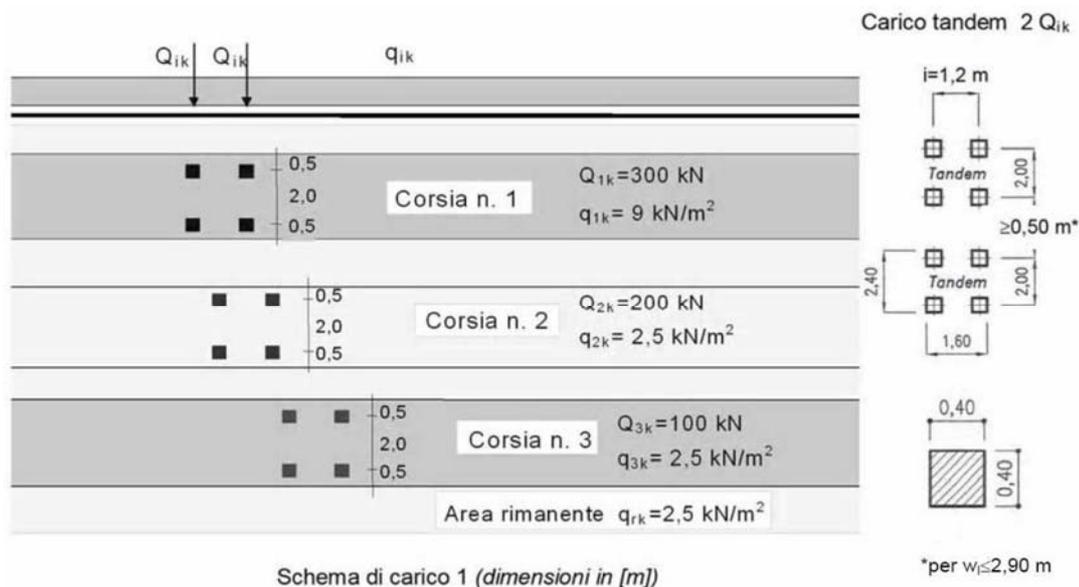
### 6.3.1 Carico Accidentale folla

Il D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1a categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di  $5 \text{ kN/mq}$ , secondo lo schema 5 delle norme. Come riportato nella relazione di calcolo dell'impalcato si considera un'impronta di carico sul marciapiede pari a  $1.20 \text{ m}$ .



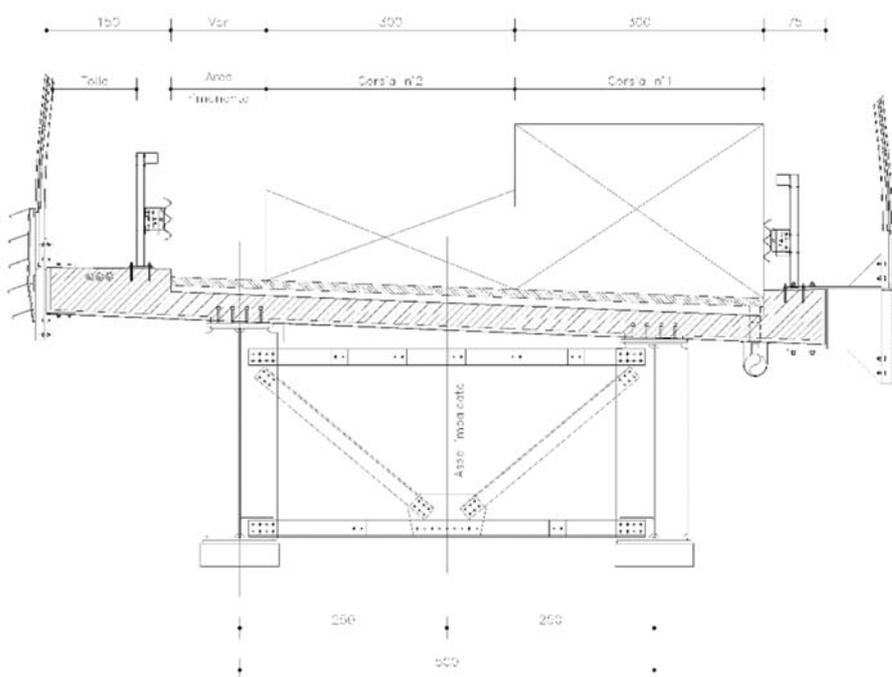
### 6.3.2 Carico Accidentale mezzi

Le azioni variabili del traffico definite nello Schema di Carico 1 sono costituite da carichi concentrati e da carichi uniformemente distribuiti. Tale schema è da assumere a riferimento sia per le verifiche globali, sia per le verifiche locali.



Il numero delle colonne di carichi mobili e la loro disposizione sono quelli massimi compatibili con la larghezza della carreggiata considerata, per i ponti di 1a Categoria.

Posizione	Carico Asse $Q_{ik}$ [kN]	$q_{ik}$ [kN/mq]
Corsia numero 1	300	9,00
Corsia numero 2	200	2,50
Corsia numero 3	100	2,50
Altre corsie		2,50



**Figura 7** – Disposizione delle impronte di carico accidentale sull'impalcato

La posizione delle corsie di carico viene permutate automaticamente dal programma di calcolo, al fine di massimizzare le diverse sollecitazioni su tutti gli elementi strutturali.

Si precisa che secondo il D.M. 14 gennaio 2008, i carichi mobili includono gli effetti dinamici.

### 6.3.3 Azione longitudinale di frenamento

L'azione di frenamento o accelerazione è funzione del carico verticale totale agente sulla corsia convenzionale n° 1 ed è uguale per l'impalcato A a:

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot (42,25 + 50,70) = 861,93 \text{ kN}$$

e per l'impalcato B a:

$$Q_3 = 0,6 \cdot (2 \cdot Q_{1k}) + 0,10 \cdot q_{1k} \cdot w_1 \cdot L = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3,00 \cdot 2 \cdot 56,40 = 664,56 \text{ kN}$$

Cautelativamente, per la verifica strutturale delle pile, è stato assegnata interamente a ciascuna pila il contributo del carico concentrato pari a 360 kN, oltre alla componente di pertinenza dovuta al carico distribuito.

### 6.3.4 Azione trasversale centrifuga

Il raggio di curvatura nello sviluppo longitudinale dell'impalcato A è pari a 55,00 m; pertanto si assume un'azione centrifuga pari a:  $Q_4 = 0,20 \cdot Q_V$

dove:

$$Q_V = \sum_i (2 \cdot Q_{ik}) \text{ carico dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.}$$

$$Q_V = 2 \cdot (300 + 200) = 1.000 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad Q_4 = 0,20 \cdot 1.000 = 200,00 \text{ kN}$$

Cautelativamente, per le verifiche strutturali delle pile, tale azione sarà applicata integralmente su ciascuna di esse.

Il raggio di curvatura nello sviluppo longitudinale dell'impalcato B è pari a 305,00 m pertanto si assume un'azione centrifuga pari a:

$$Q_4 = 40 \cdot \frac{Q_V}{R}$$

dove:

$Q_V = \sum_i (2 \cdot Q_{ik})$  carico dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agenti sul ponte.

$$Q_V = 2 \cdot (300 + 200) = 1.000 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad Q_4 = 40 \cdot \frac{1.000}{305} = 131,15 \text{ kN}$$

#### 6.4 Azione del vento

Come riportato nella relazione di calcolo dell'impalcato A, si adotta una pressione orizzontale dovuta al vento pari a:

$$p_c = 1.66 \text{ kN/m}^2$$

che dà luogo a un carico lineare sull'impalcato

$$q = 14 \text{ kN/m}$$

e ad un momento torcente distribuito pari a:

$$M_T = 45 \text{ kNm/m}$$

Per l'impalcato B si adotta invece una pressione orizzontale dovuta al vento pari a:

$$p_c = 1.914 \text{ kN/m}^2$$

che dà luogo a un carico lineare sull'impalcato pari a

$$q = 16.74 \text{ kN/m}$$

e ad un momento torcente distribuito pari a:

$$M_T = 57.2 \text{ kNm/m}$$

L'azione del vento è stata applicata anche sulle strutture di elevazione delle pile assumendo cautelativamente una pressione orizzontale corrispondente ad un'altezza di 50m, pari a 1.94 kN/mq (NV02\_0\_0\_E\_SD\_GN\_0008\_0 "Principi di progettazione").

#### 6.5 Resistenze parassite dei vincoli (Q7)

Per ogni isolatore è stata valutata la reazione parassita dovuta all'attrito, avendo considerato per ciascuno di essi un coefficiente di attrito differente e pari a quello riportato al §5.3.1. Il carico di riferimento per la valutazione delle forze d'attrito è costituito dal peso proprio e permanente dell'impalcato.

#### 6.6 Effetti della temperatura

##### 6.6.1 Variazione termica uniforme

Per l'Italia, il "range" di temperatura dell'aria è definito dai seguenti valori:

$$T_{min} = -15 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{max} = +45 \text{ }^\circ\text{C}$$

a cui corrispondono, per ponti di gruppo 2 (tipologia impalcato a struttura composta), i seguenti valori riferiti alla struttura:

$$T_{e, min} = -11 \text{ }^\circ\text{C}$$

$T_e, \max = +49 \text{ }^\circ\text{C}$

Fissando  $T_0$  a  $15.0 \text{ }^\circ\text{C}$ , dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

$\Delta T_{N \text{ comp}} = -26 \text{ }^\circ\text{C}$

$\Delta T_{N \text{ exp}} = +34 \text{ }^\circ\text{C}$

### 6.6.2 Variazione termica differenziale trave – soletta

Per quanto riguarda la temperatura variabile sulla sezione si precisa che detta variazione, in generale, può aver andamento lineare tra l'intradosso e l'estradosso della struttura mista (variazione termica lineare ossia gradiente termico lineare) oppure presentare una discontinuità tra soletta e sottostante struttura metallica (variazione termica differenziale trave-soletta).

Nel caso in oggetto viene considerata una variazione termica differenziale trave-soletta di valore pari a  $15 \text{ }^\circ\text{C}$  (azione di breve durata), in accordo a quanto affermato nella normativa EN1991-1-5, Tabella 6.1.

Per maggiori dettagli si rimanda alla relazione di calcolo dell'impalcato.

### 6.7 Effetti dovuti al ritiro

Si procede in modo analogo a quanto eseguito per la variazione termica differenziale trave-soletta.

Come riportato nella relazione di calcolo dell'impalcato si adotterà un coefficiente di omogeneizzazione pari a:

$$n_R = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{14.059 \text{ N/mm}^2} = 14,94$$

e

$$\varepsilon_{cs} \% = -0.026776\%$$

### 6.8 Cedimenti differenziali

#### Impalcato A

Per tenere conto dei possibili cedimenti fondazionali delle sottostrutture a sostegno dell'impalcato nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

$$\text{Cedimento su spalla SP1 e pila UP4:} \quad \delta_{SP3} = \delta_{UP4} = \frac{42.250}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 4,23 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila UP1 e pila UP3:} \quad \delta_{UP1} = \delta_{UP3} = \frac{(42.250 + 50.700)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 9,30 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila UP2:} \quad \delta_{UP1} = \delta_{UP3} = \frac{(50.700 + 50.700)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 10,14 \text{ mm}$$

Essendo il ponte a quattro campate i cedimenti differenziali devono essere combinati secondo la seguente tabella.

CASO DI CARICO	SP1	UP1	UP2	UP3	UP4
Cedimenti comb. n. 1	x				
Cedimenti comb. n. 2		x			
Cedimenti comb. n. 3			x		
Cedimenti comb. n. 4				x	
Cedimenti comb. n. 5					x
Cedimenti comb. n. 6	x	x			
Cedimenti comb. n. 7		x	x		
Cedimenti comb. n. 8			x	x	
Cedimenti comb. n. 9				x	x
Cedimenti comb. n. 10	x		x		
Cedimenti comb. n. 11		x		x	
Cedimenti comb. n. 12			x		x
Cedimenti comb. n. 13		x	x	x	
Cedimenti comb. n. 14	x	x	x		
Cedimenti comb. n. 15			x	x	x
Cedimenti comb. n. 16	x				x
Cedimenti comb. n. 17	x		x		x
Cedimenti comb. n. 18	x	x		x	
Cedimenti comb. n. 19		x	x		x
Cedimenti comb. n. 20	x		x	x	
Cedimenti comb. n. 21		x		x	

### Impalcato B

Per tenere conto dei possibili cedimenti fondazionali delle sottostrutture a sostegno dell'impalcato nel corso della vita utile dello stesso, si valuta convenzionalmente l'effetto iperstatico associato a tale situazione utilizzando per ciascun appoggio del ponte la seguente formula:

Cedimento su pila UP4 e pila UP6: 
$$\delta_{UP4} = \delta_{UP6} = \frac{57.500}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 5,75 \text{ mm}$$

Cedimento su pila UP5: 
$$\delta_{UP5} = \frac{(57.500 + 57.500)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 11,50 \text{ mm}$$

Essendo il ponte a quattro campate i cedimenti differenziali devono essere combinati secondo la seguente tabella.

CASO DI CARICO	UP4	UP5	UP6
Cedimenti comb. n. 1	x		
Cedimenti comb. n. 2		x	
Cedimenti comb. n. 3			x

Cedimenti comb. n. 4	x	x	
Cedimenti comb. n. 5		x	x
Cedimenti comb. n. 6	x		x

## 6.9 Azione sismica

Per quanto riguarda la definizione dell'azione sismica, si rimanda alla "Relazione Sismica" del presente progetto.

## 7. COMBINAZIONI DI PROGETTO

Per quanto riguarda le combinazioni di progetto, si riporta di seguito una tabella di sintesi dei coefficienti parziali previsti dalle normative di riferimento (NTC2008), rimandando all'elaborato NV02\_0\_0\_E\_SD\_GN\_0008\_0 "Principi di progettazione" per ulteriori dettagli.

		<b>Coefficiente</b> $\gamma_F$	<b>EQU</b>	<b>A1</b> <b>STR</b>	<b>A2</b> <b>GEO</b>
Carichi permanenti strutturali	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G1}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali compiutamente definiti (ovvero derivanti da un'analisi di dettaglio)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2(A)}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali non compiutamente definiti (ovvero presunti)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{G2(B)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili da traffico stradale	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Q(TS)}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.35	1.35	1.15
Altri variabili (vento, neve...)	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{Qi}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.50	1.50	1.30
Precompressione	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\varepsilon 1}$	0.90	1.00	1.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.00	1.00	1.00
Ritiro, viscosità, cedimenti vincolari	<i>Favorevoli</i>	$\gamma_{\varepsilon 2}, \gamma_{\varepsilon 3}, \gamma_{\varepsilon 4}$	0.00	0.00	0.00
	<i>Sfavorevoli</i>		1.20	1.20	1.00

## 8. RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO

### 8.1 Premessa

Come evidenziato nel capitolo precedente, il modello FEM sviluppato tiene in conto di tutte le strutture a partire dall'estradosso del plinto di fondazione ovvero:

- pile;
- pulvini;
- appoggi;
- impalcati.

Pertanto, le verifiche riportate nel presente documento sono sviluppate come segue:

- per tutte gli elementi in elevazione (pile, pulvini e baggioli) si fa riferimento direttamente alle azioni estratte da modello;
- per fondazioni e pali si rende necessario integrare le azioni estratte da modello con i contributi associati a: peso plinto, peso rinterro, inerzia plinto (solo per sisma), inerzia rinterro (solo per sisma).

Nel paragrafo successivo si riportano le tabelle di sintesi estratte da modello, relativamente a:

- azioni sul fusto pila
- azioni sugli appoggi.

## 8.2 Sollecitazioni risultanti a quota spiccato pila

Si riportano a seguire le sollecitazioni agenti a quota spiccato pila per le pile UP1, UP2 e UP3 in condizioni sismiche e in condizioni statiche allo SLU.

Si adottano le seguenti convenzioni:

**F<sub>x</sub> (kN)** = Forza di taglio in direzione longitudinale

**F<sub>y</sub> (kN)** = Forza di taglio in direzione trasversale

**F<sub>z</sub> (kN)** = Azione assiale

**M<sub>x</sub> (kN\*m)** = Momento flettente trasversale

**M<sub>y</sub> (kN\*m)** = Momento flettente longitudinale

**M<sub>z</sub> (kN\*m)** = Momento torcente

	Load	F <sub>x</sub> (kN)	F <sub>y</sub> (kN)	F <sub>z</sub> (kN)	M <sub>x</sub> (kN*m)	M <sub>y</sub> (kN*m)	M <sub>z</sub> (kN*m)
<b>UP1</b>	E1 (max)	508	658	-7764	3376	2193	66
	E2 (max)	660	500	-7733	2402	2850	85
	E3 (max)	271	269	-7011	906	1172	35
	E1 (min)	-506	-653	-8624	-6084	-2184	-66
	E2 (min)	-658	-495	-8656	-5111	-2841	-86
	E3 (min)	-269	-264	-9377	-3614	-1163	-35
<b>UP2</b>	E1 (max)	1302	459	-10284	1994	14226	196
	E2 (max)	544	1142	-10192	10122	6096	79
	E3 (max)	427	385	-9668	1335	4707	64
	E1 (min)	-1301	-454	-11193	-8921	-14223	-196
	E2 (min)	-543	-1137	-11286	-17049	-6094	-79
	E3 (min)	-427	-380	-11809	-8262	-4704	-64
<b>UP3</b>	E1 (max)	1888	1857	-11919	29141	30153	73
	E2 (max)	1861	1913	-11785	29864	29724	68
	E3 (max)	867	882	-11277	13475	13847	33
	E1 (min)	-1891	-1850	-13103	-30250	-30214	-72
	E2 (min)	-1864	-1907	-13236	-30973	-29785	-67
	E3 (min)	-870	-875	-13744	-14585	-13908	-32

Sollecitazioni a quota spiccato pila in condizioni sismiche

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
<b>UP1</b>	COMB1 (max)	899	709	-10227	8645	3076	15
	COMB2 (max)	916	35	-10228	4414	3062	6
	COMB3 (max)	910	1158	-10346	11121	3123	21
	COMB4 (max)	939	35	-10348	4068	3100	6
	COMB5 (max)	897	1079	-10347	9811	3067	15
	COMB6 (max)	1776	82	-10337	4408	6236	38
	COMB7 (max)	897	708	-10217	10526	3068	15
<b>UP2</b>	COMB1 (max)	888	751	-13534	12651	10916	13
	COMB2 (max)	996	37	-13534	2632	11511	7
	COMB3 (max)	895	1228	-13664	19052	11007	16
	COMB4 (max)	1075	36	-13665	2355	12000	7
	COMB5 (max)	900	1055	-13662	16101	11069	12
	COMB6 (max)	1824	111	-13647	3487	21919	42
	COMB7 (max)	886	751	-13597	15041	10889	12
<b>UP3</b>	COMB1 (max)	869	669	-16046	18520	17614	10
	COMB2 (max)	1062	16	-16062	4723	19583	7
	COMB3 (max)	869	1103	-16155	27401	17617	12
	COMB4 (max)	1191	15	-16182	4405	20898	7
	COMB5 (max)	867	921	-16166	23192	17572	10
	COMB6 (max)	1817	42	-16172	5079	35101	41
	COMB7 (max)	867	668	-16039	20110	17577	10

Involuppo delle sollecitazioni massime a quota spiccato pila in condizioni statiche -  $N_{min}$

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
<b>UP1</b>	COMB1 (min)	-900	-692	-16062	-23439	-3077	-16
	COMB2 (min)	-913	-25	-16062	-19154	-3046	-7
	COMB3 (min)	-913	-1136	-14970	-24312	-3138	-22
	COMB4 (min)	-935	-25	-14970	-17169	-3086	-7
	COMB5 (min)	-919	-691	-14972	-21452	-3162	-26
	COMB6 (min)	-1773	-73	-14980	-17509	-6222	-38
	COMB7 (min)	-898	-691	-15099	-23680	-3070	-16
<b>UP2</b>	COMB1 (min)	-886	-735	-19177	-34548	-10884	-13
	COMB2 (min)	-996	-26	-19177	-24573	-11512	-7
	COMB3 (min)	-891	-1208	-18068	-39134	-10953	-17
	COMB4 (min)	-1075	-26	-18067	-22509	-11999	-7
	COMB5 (min)	-884	-735	-18067	-32474	-10853	-20

	COMB6 (min)	-1824	-101	-18085	-23640	-21918	-42
	COMB7 (min)	-884	-735	-18135	-35151	-10856	-13
<b>UP3</b>	COMB1 (min)	-869	-656	-21881	-29784	-17620	-10
	COMB2 (min)	-1067	-2	-21865	-15960	-19685	-7
	COMB3 (min)	-866	-1092	-20804	-37203	-17553	-13
	COMB4 (min)	-1196	-2	-20776	-14164	-20994	-7
	COMB5 (min)	-870	-656	-20795	-27981	-17642	-14
	COMB6 (min)	-1822	-29	-20785	-14838	-35196	-41
	COMB7 (min)	-867	-656	-20919	-29895	-17577	-10

Inviluppo delle sollecitazioni minime a quota spiccato pila in condizioni statiche -  $N_{min}$

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
<b>UP1</b>	COMB1 (max)	899	708	-7359	9119	3074	15
	COMB2 (max)	916	34	-7360	4887	3060	6
	COMB3 (max)	910	1157	-7478	11594	3122	21
	COMB4 (max)	938	34	-7480	4542	3098	6
	COMB5 (max)	897	1078	-7479	10285	3065	15
	COMB6 (max)	1776	82	-7469	4882	6235	38
	COMB7 (max)	897	707	-7349	10999	3066	15
<b>UP2</b>	COMB1 (max)	888	751	-9775	13863	10915	13
	COMB2 (max)	996	36	-9776	3845	11511	7
	COMB3 (max)	895	1227	-9905	20264	11007	16
	COMB4 (max)	1075	35	-9907	3567	12000	7
	COMB5 (max)	900	1054	-9903	17313	11068	12
	COMB6 (max)	1824	110	-9889	4699	21918	42
	COMB7 (max)	886	750	-9838	16253	10888	12
<b>UP3</b>	COMB1 (max)	869	667	-11667	18714	17625	10
	COMB2 (max)	1062	14	-11683	4917	19594	7
	COMB3 (max)	869	1102	-11776	27595	17627	12
	COMB4 (max)	1192	14	-11803	4599	20909	7
	COMB5 (max)	867	920	-11787	23386	17583	10
	COMB6 (max)	1818	41	-11793	5273	35111	41
	COMB7 (max)	867	667	-11660	20304	17588	10

Inviluppo delle sollecitazioni massime a quota spiccato pila in condizioni statiche -  $N_{max}$

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
<b>UP1</b>	COMB1 (min)	-900	-693	-13194	-22965	-3079	-16
	COMB2 (min)	-913	-26	-13194	-18680	-3048	-7
	COMB3 (min)	-914	-1137	-12102	-23838	-3139	-22
	COMB4 (min)	-935	-26	-12102	-16695	-3087	-7
	COMB5 (min)	-920	-692	-12104	-20979	-3164	-26
	COMB6 (min)	-1773	-74	-12112	-17035	-6224	-38
	COMB7 (min)	-898	-692	-12232	-23207	-3072	-16
<b>UP2</b>	COMB1 (min)	-886	-736	-15418	-33336	-10885	-13
	COMB2 (min)	-996	-27	-15418	-23360	-11513	-7
	COMB3 (min)	-891	-1209	-14309	-37921	-10953	-17
	COMB4 (min)	-1075	-27	-14309	-21296	-12000	-7
	COMB5 (min)	-884	-736	-14309	-31262	-10853	-20
	COMB6 (min)	-1824	-102	-14326	-22428	-21919	-42
	COMB7 (min)	-884	-736	-14377	-33939	-10856	-13
<b>UP3</b>	COMB1 (min)	-868	-657	-17503	-29589	-17610	-11
	COMB2 (min)	-1066	-3	-17486	-15766	-19674	-7
	COMB3 (min)	-865	-1093	-16425	-37009	-17542	-13
	COMB4 (min)	-1195	-3	-16397	-13970	-20983	-7
	COMB5 (min)	-869	-657	-16416	-27787	-17632	-14
	COMB6 (min)	-1821	-30	-16406	-14643	-35186	-41
	COMB7 (min)	-866	-657	-16541	-29701	-17567	-11

Inviluppo delle sollecitazioni minime a quota spiccato pila in condizioni statiche -  $N_{max}$

### 8.3 Azioni sugli appoggi

	N <sub>SLU</sub> Carico verticale massimo in condizioni non sismiche [kN]	N <sub>Sd</sub> Carico verticale in combinazione quasi permanente [kN]	N <sub>Ed</sub> Carico verticale massimo in combinazione sismica SLC [kN]	H <sub>Tmax</sub> Forza trasversale massima [kN]	H <sub>Lmax</sub> Forza longitudinale massima [kN]
<b>SP1I</b>	3182	771	1006	268	281
<b>SP1E</b>	3932	1109	1492	268	281
<b>UP1I</b>	11110	3877	4745	488	388
<b>UP1E</b>	9004	3283	4012	488	388
<b>UP2I</b>	12197	4481	5234	533	375
<b>UP2E</b>	8978	3163	3747	533	375
<b>UP3I</b>	11854	4390	5176	488	341
<b>UP3E</b>	9756	3820	4559	488	341
<b>UP4I</b>	3206	813	1113	268	281
<b>UP4E</b>	4268	1293	1678	268	281

## 9. VERIFICHE

### 9.1 Fusto pile

#### 9.1.1 Premessa

Tenuto conto della tipologia di elemento e del regime di sollecitazione cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche strutturali:

#### Stati limite ultimi (SLU e SLV)

- Verifica a pressoflessione deviata
- Verifica combinata a taglio e torsione

Tenuto conto della limitata incidenza delle azioni trasversali e longitudinali in condizioni d'esercizio frequente e quasi permanente, si omettono le verifiche a fessurazione

### 9.1.2 Verifica a pressoflessione deviata

#### PILA UP1 – sezione di spiccato

La pila presenta un'armatura pari a  $(1+1)\Phi 20/20$  sulle pareti, mentre pari a  $\Phi 24/20$  in corrispondenza dei ringrossi. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di armatura.

Le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo in condizioni sismiche e in condizioni statiche saranno esplicitate tramite tabelle di sintesi, nelle quali sarà riportato per ogni combinazione il coefficiente di sicurezza a  $M_x/M_y$  costante e a  $N$  costante. Per le combinazioni statiche e sismiche a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo saranno riportati graficamente i domini di resistenza delle sezioni.

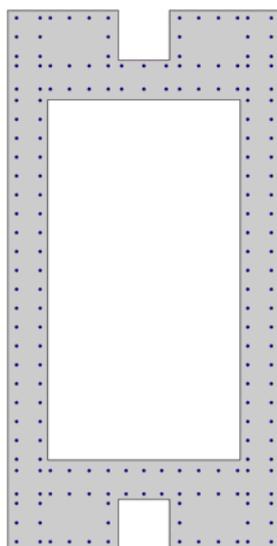


Figura 8 – Sezione di verifica allo spiccato

### Verifiche in condizioni sismiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto  $M_x/M_y$  costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
33760300.0	21927600.0	-776434.0	508675226.9	330388856.3	-11698733.2	<b>15.0672603</b>
24024700.0	28495200.0	-773253.0	350461515.0	415675157.8	-11279866.9	<b>14.5875501</b>
9060200.0	11716300.0	-701139.0	166960732.5	215907157.6	-12920540.5	<b>18.4279301</b>
60840900.0	21838600.0	-862402.0	773695538.0	277714947.9	-10966908.4	<b>12.7167011</b>
51105300.0	28406200.0	-865583.0	645097165.7	358568663.3	-10926168.9	<b>12.6229015</b>
36140800.0	11627300.0	-937697.0	496078622.0	159599537.4	-12871088.5	<b>13.7262767</b>

## Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
33760300.0	21927600.0	-776434.0	552099299.1	358593157.9	-776434.0	<b>16.3535069</b>
24024700.0	28495200.0	-773253.0	330540505.0	392047259.6	-773253.0	<b>13.7583614</b>
9060200.0	11716300.0	-701139.0	298603894.4	386142999.9	-701139.0	<b>32.9577597</b>
60840900.0	21838600.0	-862402.0	737208443.1	264618049.8	-862402.0	<b>12.1169878</b>
51105300.0	28406200.0	-865583.0	619613621.9	344403975.1	-865583.0	<b>12.1242537</b>
36140800.0	11627300.0	-937697.0	766742728.9	246678206.7	-937697.0	<b>21.2154332</b>

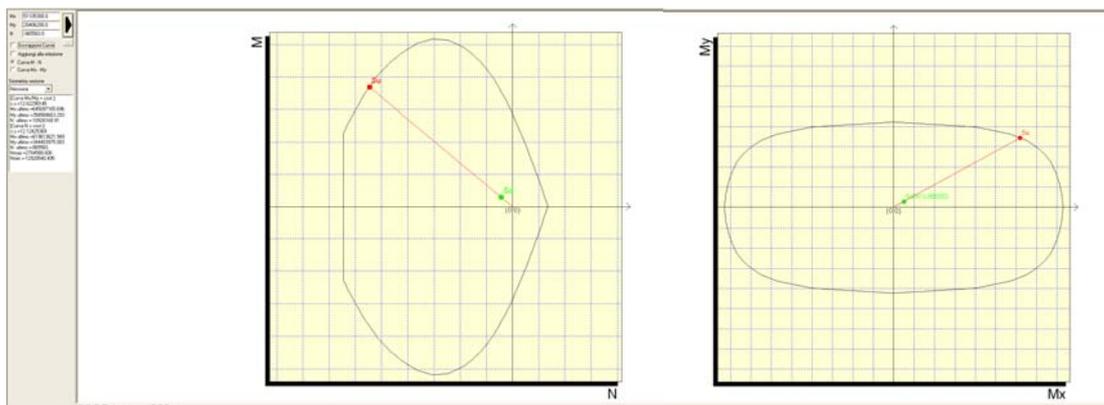


Figura 9 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

## Verifiche in condizioni statiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
229654195.0	30790397.0	-1319366.0	1327303656.4	177955410.4	-7625374.8	<b>5.7795751</b>
186797095.0	30479177.0	-1319380.0	1213396653.7	197986651.7	-8570429.2	<b>6.4958004</b>
238376601.3	31391181.0	-1210169.0	1373754144.2	180906031.7	-6974152.1	<b>5.7629572</b>
166948101.3	30872481.0	-1210193.0	1186996770.1	219502557.7	-8604441.6	<b>7.1099747</b>
209785401.3	31636581.0	-1210376.0	1312353356.4	197908782.0	-7571742.3	<b>6.2556944</b>
170353851.3	62236311.0	-1211203.0	1055501786.7	385612282.6	-7504537.9	<b>6.1959373</b>
232065801.3	30719469.0	-1223151.0	1362436129.7	180351065.2	-7181002.6	<b>5.8709044</b>
91190315.0	30739852.0	-735881.0	1039917505.1	350551593.1	-8391851.0	<b>11.4038153</b>
48874295.0	30599812.0	-735957.0	672340041.3	420946816.0	-10124204.5	<b>13.7565164</b>
115944781.3	31217707.0	-747831.0	1167590209.9	314369380.5	-7530827.6	<b>10.0702265</b>
45418081.3	30984307.0	-747957.0	625646428.8	426817260.7	-10303311.2	<b>13.7752721</b>
102847951.3	30651427.0	-747890.0	1104414683.1	329144971.9	-8031085.6	<b>10.7383246</b>
48823831.3	62348137.0	-746947.0	496719583.8	634311971.6	-7599223.4	<b>10.1737117</b>
109994701.3	30660115.0	-734910.0	1147890843.5	319965097.0	-7669428.2	<b>10.435874</b>
234393300.0	30774822.0	-1606162.0	1247077350.5	163735838.4	-8545501.3	<b>5.3204479</b>
191536200.0	30463602.0	-1606176.0	1123068239.3	178622651.3	-9417777.2	<b>5.8634777</b>
243115706.3	31375606.0	-1496966.0	1301373156.5	167950364.2	-8013103.7	<b>5.3528963</b>
171687206.3	30856906.0	-1496990.0	1092233974.4	196304441.1	-9523501.3	<b>6.3617668</b>
214524506.3	31621006.0	-1497172.0	1229283006.5	181196852.5	-8579197.4	<b>5.7302684</b>
175092956.3	62220736.0	-1498000.0	1004446178.0	356938290.3	-8593494.6	<b>5.7366453</b>
236804906.3	30703894.0	-1509947.0	1284150628.5	166501722.4	-8188172.4	<b>5.422821</b>
86451210.0	30755427.0	-1022677.0	864524271.0	307558599.9	-10226914.0	<b>10.0001408</b>
44135190.0	30615387.0	-1022753.0	499990823.9	346830104.7	-11586380.7	<b>11.3286206</b>
111205676.3	31233282.0	-1034628.0	1011588990.9	284115391.2	-9411554.6	<b>9.096559</b>
40678976.3	30999882.0	-1034754.0	459641206.1	350274870.8	-11691925.9	<b>11.2992324</b>
98108846.3	30667002.0	-1034687.0	935544545.9	292433838.1	-9866549.4	<b>9.5357818</b>
44084726.3	62363712.0	-1033744.0	400814024.2	567004776.9	-9398699.5	<b>9.0919023</b>
105255596.3	30675690.0	-1021706.0	985566604.6	287233522.0	-9566800.7	<b>9.3635554</b>

## Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
229654195.0	30790397.0	-1319366.0	906086357.7	121481598.3	-1319366.0	<b>3.9454379</b>
186797095.0	30479177.0	-1319380.0	897241502.5	146400470.3	-1319380.0	<b>4.8032947</b>
<b>238376601.3</b>	<b>31391181.0</b>	<b>-1210169.0</b>	<b>884980310.2</b>	<b>116540704.7</b>	<b>-1210169.0</b>	<b>3.7125301</b>
166948101.3	30872481.0	-1210193.0	869874655.2	160859504.0	-1210193.0	<b>5.2104495</b>
209785401.3	31636581.0	-1210376.0	879779737.5	132674736.9	-1210376.0	<b>4.1937129</b>
170353851.3	62236311.0	-1211203.0	782483146.2	285868878.6	-1211203.0	<b>4.5932812</b>
232065801.3	30719469.0	-1223151.0	887459886.0	117476579.1	-1223151.0	<b>3.8241735</b>
91190315.0	30739852.0	-735881.0	727596646.8	245269612.6	-735881.0	<b>7.9788807</b>
48874295.0	30599812.0	-735957.0	562880449.8	352415026.0	-735957.0	<b>11.5169017</b>
115944781.3	31217707.0	-747831.0	755413216.9	203392237.3	-747831.0	<b>6.5152843</b>
45418081.3	30984307.0	-747957.0	528180719.5	360325956.4	-747957.0	<b>11.629305</b>
102847951.3	30651427.0	-747890.0	746408163.9	222449500.1	-747890.0	<b>7.2573946</b>
48823831.3	62348137.0	-746947.0	305918569.5	390658667.9	-746947.0	<b>6.2657633</b>
109994701.3	30660115.0	-734910.0	750023734.3	209062924.6	-734910.0	<b>6.818726</b>
234393300.0	30774822.0	-1606162.0	962571569.2	126381465.3	-1606162.0	<b>4.1066514</b>
191536200.0	30463602.0	-1606176.0	953278952.7	151617869.7	-1606176.0	<b>4.9770172</b>
243115706.3	31375606.0	-1496966.0	942339129.5	121614772.2	-1496966.0	<b>3.8760932</b>
171687206.3	30856906.0	-1496990.0	926009877.0	166429405.8	-1496990.0	<b>5.393587</b>
214524506.3	31621006.0	-1497172.0	936399062.3	138025631.1	-1497172.0	<b>4.3649981</b>
175092956.3	62220736.0	-1498000.0	829159454.5	294648697.5	-1498000.0	<b>4.7355386</b>
236804906.3	30703894.0	-1509947.0	944637296.9	122480753.8	-1509947.0	<b>3.9890951</b>
86451210.0	30755427.0	-1022677.0	761520777.1	270914619.6	-1022677.0	<b>8.8086769</b>
44135190.0	30615387.0	-1022753.0	552523616.6	383270681.5	-1022753.0	<b>12.5188906</b>
111205676.3	31233282.0	-1034628.0	803776041.0	225748941.9	-1034628.0	<b>7.2278329</b>
40678976.3	30999882.0	-1034754.0	515012707.3	392471360.5	-1034754.0	<b>12.6604147</b>
98108846.3	30667002.0	-1034687.0	786751870.7	245924013.1	-1034687.0	<b>8.0191736</b>
44084726.3	62363712.0	-1033744.0	298253680.1	421919521.5	-1033744.0	<b>6.7654652</b>
105255596.3	30675690.0	-1021706.0	796672233.2	232182148.2	-1021706.0	<b>7.5689299</b>

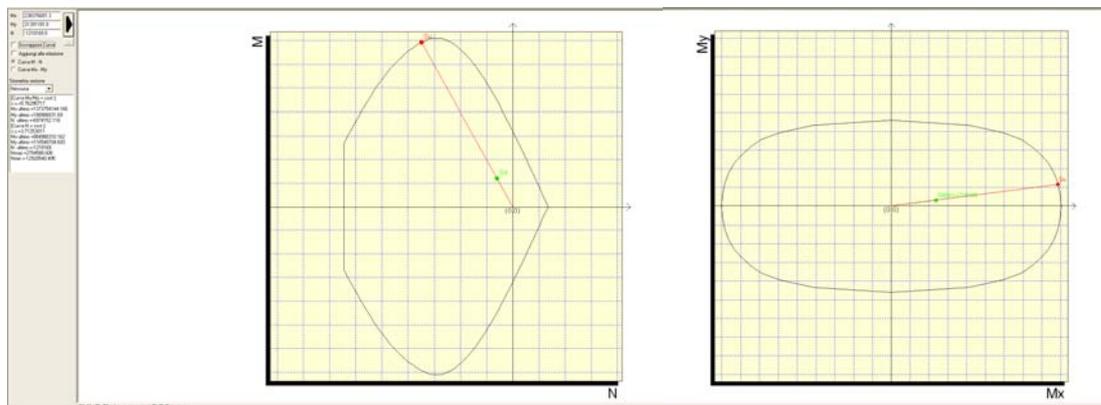


Figura 10 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

### PILA UP2 – sezione di spiccato

La pila presenta un'armatura pari a  $(1+1)\Phi 20/20$  sulle pareti, mentre pari a  $\Phi 24/20$  in corrispondenza dei ringrossi. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di armatura.

Le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo in condizioni sismiche e in condizioni statiche saranno esplicitate tramite tabelle di sintesi, nelle quali sarà riportato per ogni combinazione il coefficiente di sicurezza a  $M_x/M_y$  costante e a  $N$  costante. Per le combinazioni statiche e sismiche a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo saranno riportati graficamente i domini di resistenza delle sezioni.

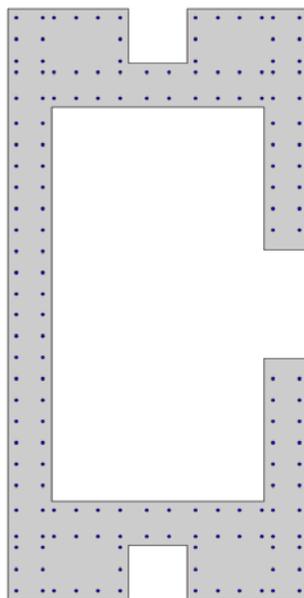


Figura 11 – Sezione di verifica allo spiccato

### Verifiche in condizioni sismiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto  $M_x/M_y$  costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
19943900.0	142257200.0	-1028405.0	99338350.9	708567313.7	-5122371.1	<b>4.9808889</b>
101218200.0	60964800.0	-1019151.0	771974245.2	464968310.7	-7772893.8	<b>7.6268324</b>
13346000.0	47071100.0	-966792.0	139092126.6	490575408.4	-10075914.5	<b>10.4220086</b>
89212900.0	142230000.0	-1119323.0	406005979.5	647285655.6	-5094014.8	<b>4.5509784</b>
170487200.0	60937600.0	-1128577.0	1033238462.3	369312606.0	-6839746.1	<b>6.0605046</b>
82615000.0	47043900.0	-1180936.0	681640172.0	388149998.0	-9743671.5	<b>8.250804</b>

## Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
19943900.0	142257200.0	-1028405.0	54325716.7	387498149.8	-1028405.0	<b>2.7239265</b>
101218200.0	60964800.0	-1019151.0	556698804.9	335305620.0	-1019151.0	<b>5.4999872</b>
13346000.0	47071100.0	-966792.0	107151295.6	377920676.6	-966792.0	<b>8.0287199</b>
<b>89212900.0</b>	<b>142230000.0</b>	<b>-1119323.0</b>	<b>241944108.9</b>	<b>385725725.9</b>	<b>-1119323.0</b>	<b>2.7119857</b>
170487200.0	60937600.0	-1128577.0	720567404.0	257553929.2	-1128577.0	<b>4.2265191</b>
82615000.0	47043900.0	-1180936.0	594535282.9	338549396.5	-1180936.0	<b>7.1964569</b>

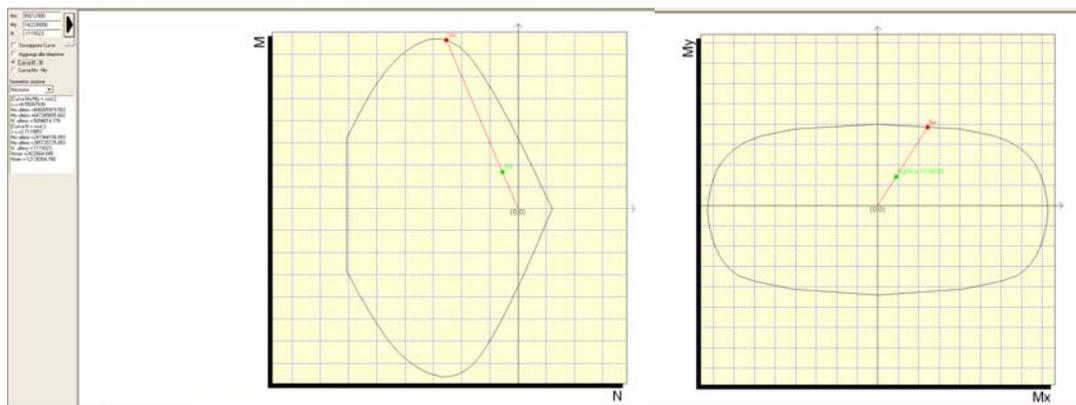


Figura 12 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

## Verifiche in condizioni statiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto Mx/My costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
333355396.0	108848339.0	-1541848.0	1074406617.8	350818907.3	-4969386.2	<b>3.2230065</b>
233604526.0	115127279.0	-1541804.0	912658561.6	449785364.4	-6023601.7	<b>3.9068531</b>
379214416.0	109533460.3	-1430936.0	1080491319.6	312092441.8	-4077149.7	<b>2.8492886</b>
212962966.0	119998360.3	-1430863.0	847277406.0	477415868.8	-5692717.0	<b>3.9785199</b>
312619936.0	108533620.3	-1430880.0	1042557118.9	361949080.8	-4771845.8	<b>3.3349029</b>
224282716.0	219185860.3	-1432633.0	551267202.8	538739579.5	-3521286.0	<b>2.4579121</b>
339389920.0	108563236.3	-1437675.0	1064333820.9	340456558.3	-4508578.6	<b>3.1360207</b>
138629801.0	109152679.0	-977524.0	685544345.4	539775728.8	-4833997.1	<b>4.9451441</b>
38446121.0	115108879.0	-977593.0	234707664.3	702722028.4	-5968055.1	<b>6.1048464</b>
202644712.3	110069160.3	-990543.0	831613708.2	451702003.6	-4064992.0	<b>4.1038017</b>
35671912.3	119996160.3	-990658.0	210198283.0	707082555.1	-5837495.0	<b>5.8925432</b>
173131942.3	110681010.3	-990345.0	767847725.4	490875114.5	-4392223.3	<b>4.4350437</b>
46991662.3	219183660.3	-988888.0	109899932.5	512607307.5	-2312723.6	<b>2.3387113</b>
162531676.3	108883776.3	-983821.0	750611415.1	502852165.6	-4543528.3	<b>4.6182469</b>
345477471.0	108843579.0	-1917701.0	1102266650.9	347271985.5	-6118540.4	<b>3.1905601</b>
245726601.0	115122519.0	-1917657.0	912945753.2	427713623.2	-7124653.2	<b>3.7152907</b>
391336491.0	109528700.3	-1806789.0	1141725354.8	319550302.8	-5271312.2	<b>2.9175029</b>
225085041.0	119993600.3	-1806715.0	858779533.7	457818287.9	-6893260.7	<b>3.8153559</b>
324742011.0	108528860.3	-1806733.0	1077601774.6	360134779.3	-5995339.7	<b>3.3183319</b>
236404791.0	219181100.3	-1808486.0	611690919.8	567125092.0	-4679408.0	<b>2.5874726</b>
351511995.0	108558476.3	-1813527.0	1107485067.8	342027848.8	-5713756.9	<b>3.1506324</b>
126507726.0	109157439.0	-1353376.0	642220811.1	554141483.9	-6870459.7	<b>5.0765343</b>
26324046.0	115113639.0	-1353446.0	151346438.4	661829844.6	-7781449.4	<b>5.7493608</b>
190522637.3	110073920.3	-1366395.0	836632670.4	483362183.0	-6000183.0	<b>4.3912507</b>
23549837.3	120000920.3	-1366511.0	131826699.0	671738196.4	-7649421.6	<b>5.5977754</b>
161009867.3	110685770.3	-1366198.0	752586207.5	517363224.4	-6385830.8	<b>4.674162</b>
34869587.3	219188420.3	-1364740.0	104857650.1	659129760.3	-4103961.1	<b>3.0071377</b>
150409601.3	108888536.3	-1359673.0	725427043.0	525170522.5	-6557716.8	<b>4.8230102</b>

## Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
333355396.0	108848339.0	-1541848.0	796149341.7	259961394.0	-1541848.0	<b>2.3882899</b>
233604526.0	115127279.0	-1541804.0	691567956.6	340825319.0	-1541804.0	<b>2.9604219</b>
379214416.0	109533460.3	-1430936.0	801767270.1	231584928.6	-1430936.0	<b>2.1142848</b>
212962966.0	119998360.3	-1430863.0	626647905.8	353097642.3	-1430863.0	<b>2.9425206</b>
312619936.0	108533620.3	-1430880.0	768249297.6	266716443.7	-1430880.0	<b>2.4574546</b>
224282716.0	219185860.3	-1432633.0	415185032.8	405749895.6	-1432633.0	<b>1.8511682</b>
339389920.0	108563236.3	-1437675.0	785527576.4	251272683.3	-1437675.0	<b>2.3145283</b>
138629801.0	109152679.0	-977524.0	447061589.2	352002021.1	-977524.0	<b>3.2248592</b>
38446121.0	115108879.0	-977593.0	126226390.6	377925729.3	-977593.0	<b>3.2832022</b>
202644712.3	110069160.3	-990543.0	589109758.1	319982770.1	-990543.0	<b>2.9071065</b>
35671912.3	119996160.3	-990658.0	112985478.1	380069995.7	-990658.0	<b>3.1673513</b>
173131942.3	110681010.3	-990345.0	528599040.6	337926526.3	-990345.0	<b>3.0531572</b>
<b>46991662.3</b>	<b>219183660.3</b>	<b>-988888.0</b>	<b>81839192.2</b>	<b>381723328.2</b>	<b>-988888.0</b>	<b>1.7415684</b>
162531676.3	108883776.3	-983821.0	509001333.0	340991913.3	-983821.0	<b>3.1317054</b>
345477471.0	108843579.0	-1917701.0	855270808.6	269455300.7	-1917701.0	<b>2.4756196</b>
245726601.0	115122519.0	-1917657.0	747131825.7	350030063.7	-1917657.0	<b>3.0405004</b>
391336491.0	109528700.3	-1806789.0	862226978.0	241323266.4	-1806789.0	<b>2.203288</b>
225085041.0	119993600.3	-1806715.0	689816765.5	367743662.0	-1806715.0	<b>3.064694</b>
324742011.0	108528860.3	-1806733.0	828078724.0	276744114.1	-1806733.0	<b>2.5499587</b>
236404791.0	219181100.3	-1808486.0	465826650.6	431888023.0	-1808486.0	<b>1.970462</b>
351511995.0	108558476.3	-1813527.0	845576762.0	261141941.6	-1813527.0	<b>2.4055417</b>
126507726.0	109157439.0	-1353376.0	451660543.2	389716183.8	-1353376.0	<b>3.570221</b>
26324046.0	115113639.0	-1353446.0	95797847.7	418918841.7	-1353446.0	<b>3.6391764</b>
190522637.3	110073920.3	-1366395.0	610075609.4	352469475.3	-1366395.0	<b>3.2021161</b>
23549837.3	120000920.3	-1366511.0	82637519.8	421089042.7	-1366511.0	<b>3.5090484</b>
161009867.3	110685770.3	-1366198.0	540722697.8	371718263.8	-1366198.0	<b>3.3583203</b>
34869587.3	219188420.3	-1364740.0	67116288.9	421889517.3	-1364740.0	<b>1.9247801</b>
150409601.3	108888536.3	-1359673.0	519064129.3	375774769.7	-1359673.0	<b>3.451004</b>

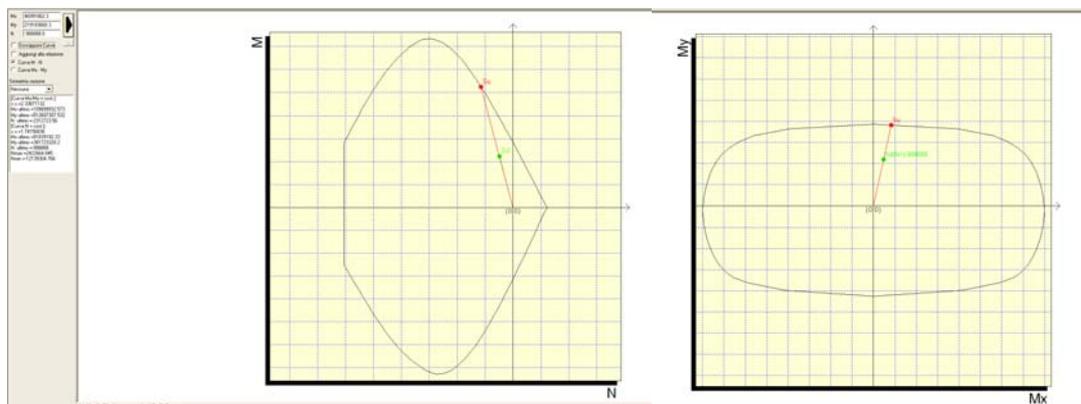


Figura 13 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

### PILA UP3 – sezione di spiccatto

La pila presenta un'armatura pari a  $(1+1)\Phi 24/20$  sulle pareti e di  $\Phi 24/20$  in corrispondenza dei ringrossi. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di armatura.

Le verifiche di resistenza allo stato limite ultimo in condizioni sismiche e in condizioni statiche saranno esplicitate tramite tabelle di sintesi, nelle quali sarà riportato per ogni combinazione il coefficiente di sicurezza a  $M_x/M_y$  costante e a  $N$  costante. Per le combinazioni statiche e sismiche a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo saranno riportati graficamente i domini di resistenza delle sezioni.

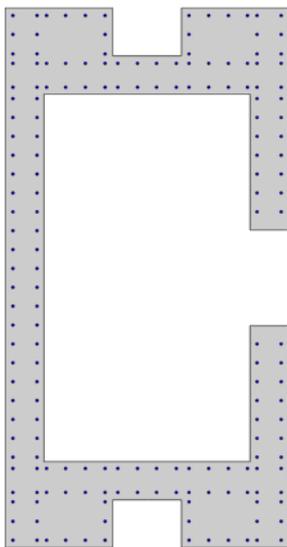


Figura 14 – Sezione di verifica allo spiccatto

### Verifiche in condizioni sismiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto  $M_x/M_y$  costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
291407500.0	301529600.0	-1191856.0	546959217.5	565957959.4	-2237061.9	<b>1.8769566</b>
298641900.0	297242000.0	-1178506.0	563621821.5	560979813.8	-2224174.5	<b>1.8872831</b>
134753500.0	138465700.0	-1127749.0	680527766.6	699274998.9	-5695321.5	<b>5.0501677</b>
302500500.0	302139800.0	-1310280.0	582506080.8	581811503.6	-2523123.3	<b>1.9256368</b>
309734900.0	297852200.0	-1323630.0	604724419.0	581524712.2	-2584246.7	<b>1.9523935</b>
145846500.0	139075900.0	-1374387.0	712985423.2	679886657.7	-6718830.4	<b>4.8886015</b>

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
291407500.0	301529600.0	-1191856.0	462437453.3	478500314.2	-1191856.0	<b>1.5869099</b>
298641900.0	297242000.0	-1178506.0	476367308.7	474134311.3	-1178506.0	<b>1.5951121</b>
134753500.0	138465700.0	-1127749.0	459243354.6	471894626.6	-1127749.0	<b>3.4080254</b>
302500500.0	302139800.0	-1310280.0	486978929.0	486398257.9	-1310280.0	<b>1.609845</b>
309734900.0	297852200.0	-1323630.0	503608700.4	484288207.0	-1323630.0	<b>1.6259346</b>
145846500.0	139075900.0	-1374387.0	511801158.9	488041926.3	-1374387.0	<b>3.5091768</b>

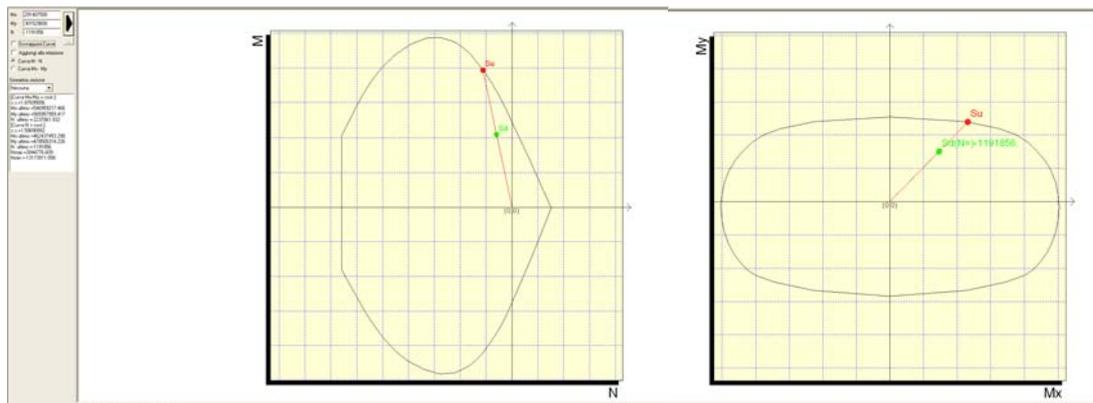


Figura 15 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

## Verifiche in condizioni statiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto  $M_x/M_y$  costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
295894330.0	176095806.0	-1750270.0	956394807.2	569179931.3	-5657253.2	<b>3.2322174</b>
157662250.0	196741266.0	-1748608.0	587762531.5	733448524.0	-6518784.7	<b>3.7279852</b>
370088680.0	175424136.0	-1642479.0	1047590831.0	496564003.0	-4649280.1	<b>2.8306481</b>
139701880.0	209833236.0	-1639709.0	508686128.1	764050250.3	-5970551.2	<b>3.6412261</b>
277865620.0	176317446.0	-1641628.0	921522344.5	584744763.4	-5444347.1	<b>3.3164317</b>
146434840.0	351855156.0	-1640646.0	290635649.3	698342359.8	-3256262.1	<b>1.9847439</b>
297007300.0	175667340.0	-1654069.0	957900705.6	566558023.8	-5334663.0	<b>3.2251756</b>
187139045.0	176245116.0	-1166700.0	703941877.4	662963294.7	-4388656.5	<b>3.7615981</b>
49166795.0	195935586.0	-1168289.0	205911889.1	820583620.8	-4892826.5	<b>4.1880275</b>
275947838.8	176273016.0	-1177635.0	867020260.7	553844802.5	-3700095.7	<b>3.1419716</b>
45994088.8	209090466.0	-1180282.0	177361296.2	806289614.2	-4551375.0	<b>3.8561759</b>
233860298.8	175826616.0	-1178732.0	800841013.8	602108036.8	-4036499.3	<b>3.4244419</b>
52727048.8	351112386.0	-1179346.0	88705420.6	590694389.5	-1984074.3	<b>1.6823513</b>
203039678.8	175879560.0	-1165996.0	739143223.4	640269851.1	-4244677.9	<b>3.6403881</b>
297835605.0	176202591.0	-2188144.0	950446084.5	562293627.4	-6982754.5	<b>3.1911768</b>
159603525.0	196848051.0	-2186482.0	570830451.4	704037469.1	-7820068.6	<b>3.5765529</b>
372029955.0	175530921.0	-2080353.0	1074511338.4	506975210.8	-6008556.2	<b>2.8882388</b>
141643155.0	209940021.0	-2077583.0	501140324.9	742777936.2	-7350589.0	<b>3.5380483</b>
279806895.0	176424231.0	-2079502.0	920336270.3	580291699.9	-6839864.0	<b>3.2891837</b>
148376115.0	351961941.0	-2078519.0	334756654.9	794073911.5	-4689421.0	<b>2.2561357</b>
298948575.0	175774125.0	-2091943.0	960782148.9	564915358.9	-6723234.9	<b>3.213871</b>
185197770.0	176138331.0	-1604574.0	716459422.7	681411914.1	-6207483.8	<b>3.868618</b>
47225520.0	195828801.0	-1606163.0	204622803.9	848503909.4	-6959321.5	<b>4.3328862</b>
274006563.8	176166231.0	-1615508.0	914242140.7	587791000.0	-5390255.9	<b>3.3365702</b>
44052813.8	208983681.0	-1618156.0	181034590.2	858816312.4	-6649795.6	<b>4.1094898</b>
231919023.8	175719831.0	-1616606.0	829986644.1	628862222.8	-5785473.6	<b>3.5787778</b>
50785773.8	351005601.0	-1617219.0	104852219.7	724685549.9	-3338907.5	<b>2.0645983</b>
201098403.8	175772775.0	-1603869.0	757883437.4	662438251.1	-6044532.1	<b>3.7687193</b>

## Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
295894330.0	176095806.0	-1750270.0	765978020.6	455857051.8	-1750270.0	<b>2.5886877</b>
157662250.0	196741266.0	-1748608.0	434100580.2	541699092.3	-1748608.0	<b>2.7533578</b>
370088680.0	175424136.0	-1642479.0	847943296.5	401929937.9	-1642479.0	<b>2.2911895</b>
139701880.0	209833236.0	-1639709.0	356423271.0	535350335.6	-1639709.0	<b>2.5513133</b>
277865620.0	176317446.0	-1641628.0	726034214.8	460699306.6	-1641628.0	<b>2.6128969</b>
146434840.0	351855156.0	-1640646.0	226419601.1	544043371.5	-1640646.0	<b>1.546214</b>
297007300.0	175667340.0	-1654069.0	759896504.3	449446857.3	-1654069.0	<b>2.5585112</b>
187139045.0	176245116.0	-1166700.0	497423407.0	468466888.1	-1166700.0	<b>2.6580418</b>
49166795.0	195935586.0	-1168289.0	125067640.4	498409575.2	-1168289.0	<b>2.543742</b>
275947838.8	176273016.0	-1177635.0	672425051.7	429539120.2	-1177635.0	<b>2.4367832</b>
45994088.8	209090466.0	-1180282.0	110131780.7	500662280.0	-1180282.0	<b>2.3944768</b>
233860298.8	175826616.0	-1178732.0	597373172.8	449131827.9	-1178732.0	<b>2.5544018</b>
52727048.8	351112386.0	-1179346.0	75486239.3	502667117.1	-1179346.0	<b>1.4316417</b>
203039678.8	175879560.0	-1165996.0	532404788.4	461186308.4	-1165996.0	<b>2.6221712</b>
297835605.0	176202591.0	-2188144.0	807363009.2	477644216.2	-2188144.0	<b>2.7107673</b>
159603525.0	196848051.0	-2186482.0	469829030.2	579466706.0	-2186482.0	<b>2.9437259</b>
372029955.0	175530921.0	-2080353.0	889560103.7	419711644.7	-2080353.0	<b>2.3910981</b>
141643155.0	209940021.0	-2077583.0	389846678.6	577821214.8	-2077583.0	<b>2.7523157</b>
279806895.0	176424231.0	-2079502.0	769863633.6	485415484.6	-2079502.0	<b>2.7514105</b>
148376115.0	351961941.0	-2078519.0	248162859.8	588665378.0	-2078519.0	<b>1.6725257</b>
298948575.0	175774125.0	-2091943.0	802288343.0	471725050.0	-2091943.0	<b>2.6837002</b>
185197770.0	176138331.0	-1604574.0	533829867.4	507716166.8	-1604574.0	<b>2.8824854</b>
47225520.0	195828801.0	-1606163.0	131793634.6	546505140.7	-1606163.0	<b>2.7907291</b>
274006563.8	176166231.0	-1615508.0	717212367.4	461115229.6	-1615508.0	<b>2.6175007</b>
44052813.8	208983681.0	-1618156.0	115702161.3	548883522.1	-1618156.0	<b>2.626442</b>
231919023.8	175719831.0	-1616606.0	639862795.1	484809656.3	-1616606.0	<b>2.7589923</b>
50785773.8	351005601.0	-1617219.0	79743584.7	551147355.3	-1617219.0	<b>1.5701953</b>
201098403.8	175772775.0	-1603869.0	571082440.1	499162317.3	-1603869.0	<b>2.8398159</b>

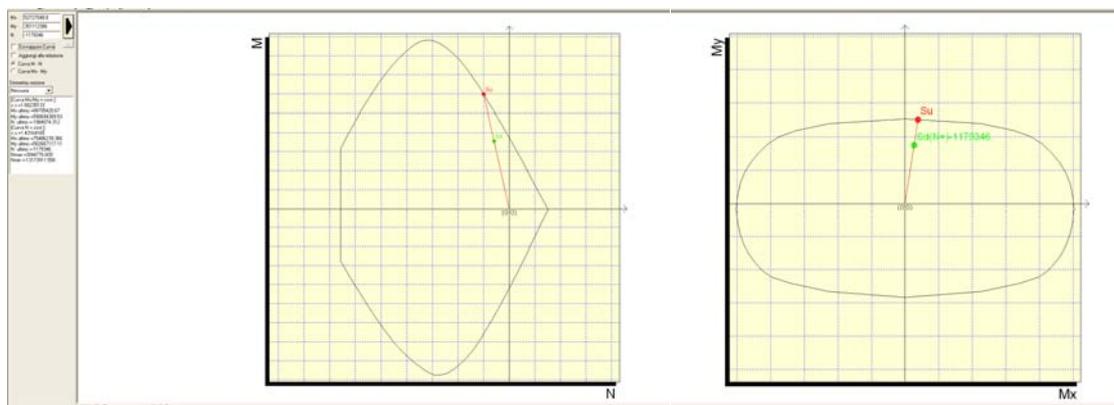


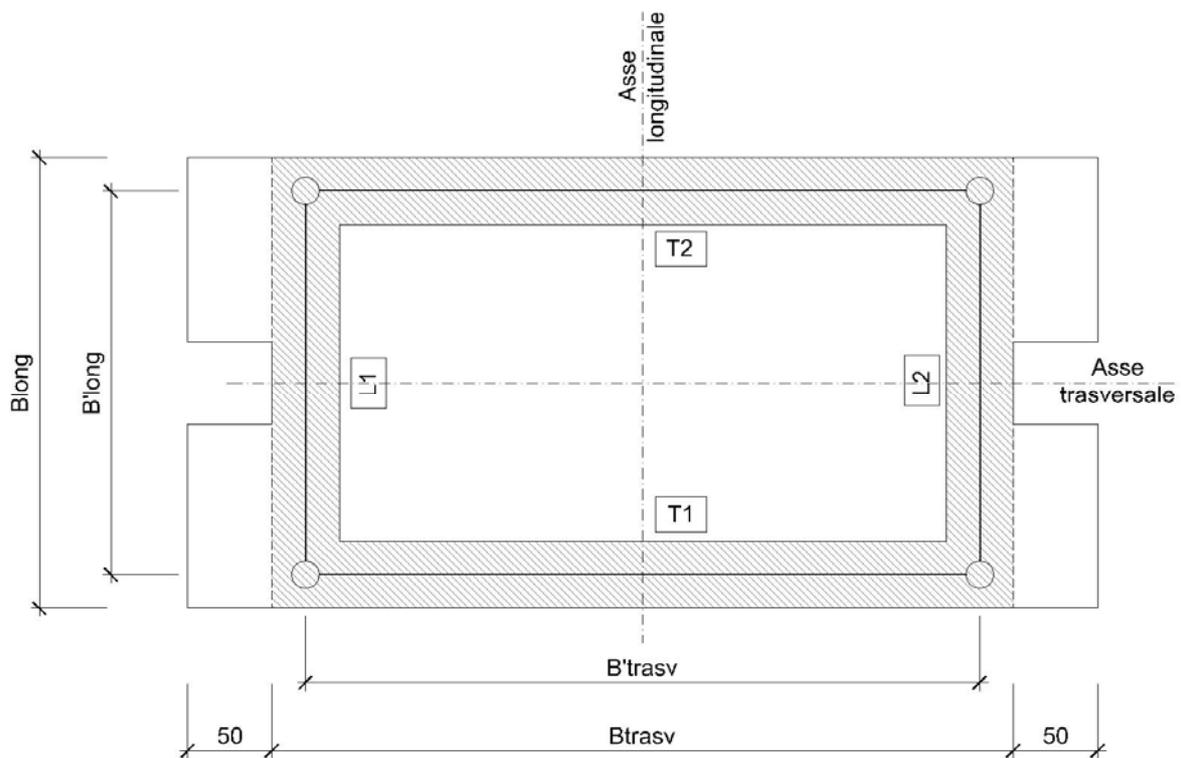
Figura 16 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

### 9.1.3 Verifica combinata a taglio e torsione

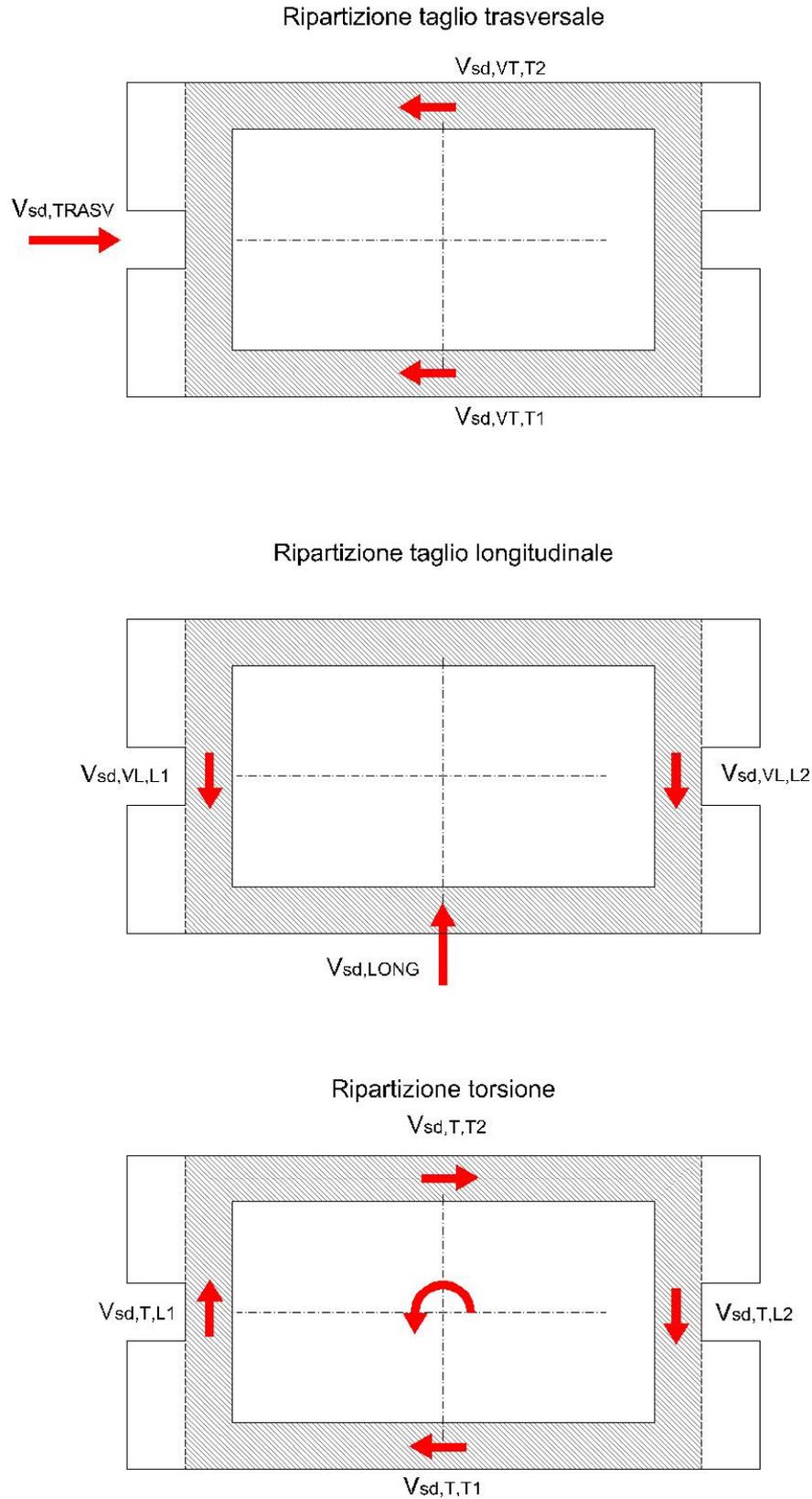
Tenuto conto della tipologia di sezione in esame (sezione cava rettangolare), la verifica è svolta verificando la resistenza unitaria di ciascun pannello (longitudinale e trasversale). A tal scopo si procede ripartendo le azioni globali di taglio (longitudinale e trasversale) e torsione sui vari pannelli, assumendo quanto segue:

- taglio longitudinale ripartito in ugual misura tra i due setti disposti longitudinalmente;
- taglio trasversale ripartito in ugual misura tra i due setti disposti trasversalmente;
- torsione ripartita secondo la teoria di Bredt.

Cautelativamente, si fa riferimento ad una sezione scatolare “ridotta” ovvero si trascurano i ringrossi di estremità e si considera uno spessore costante di 0.40m di tutti gli elementi (vedi figura).



**Figura 17** – Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli



**Figura 18** – Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione

Nella tabella successiva si riporta il calcolo di sintesi della ripartizione delle azioni globali per ciascun setto.

Pila	[-]	UP1	UP2	UP3	UP4	UP5	
<b>Sezione</b>	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	Piede	
$B_{LONG}$	[m]	2.70	2.74	2.94	3.14	3.54	Dimensione trasversale (filo esterno)
$B_{TRASV}$	[m]	5.40	5.44	5.64	5.84	6.24	Dimensione longitudinale (filo esterno)
$B'_{LONG}$	[m]	2.30	2.34	2.54	2.74	3.14	Dimensione trasversale (in asse)
$B'_{TRASV}$	[m]	4.00	4.04	4.24	4.44	4.84	Dimensione longitudinale (in asse)
$\Omega$	[m <sup>2</sup> ]	9.20	9.45	10.77	12.17	15.20	Area interna sezione cava (in asse)
$V_{sd, LONG}$	[kN]	660	1602	1891	2578	2821	Taglio globale sollecitante in direzione longitudinale
$V_{sd, TRASV}$	[kN]	658	1142	1913	2804	3427	Taglio globale sollecitante in direzione trasversale
$T_{sd}$	[kNm]	86	196	73	172	9	Torsione sollecitante
$V_{sd, VL, L1/2}$	[kN]	330	801	945.5	1289	1410.5	Pannelli longitudinali - Taglio associato a $V_{sd, LONG}$
$V_{sd, VL, T1/2}$	[kN]	0	0	0	0	0	Pannelli trasversali - Taglio associato a $V_{sd, LONG}$
$V_{sd, VT, T1/2}$	[kN]	0	0	0	0	0	Pannelli longitudinali - Taglio associato a $V_{sd, TRASV}$
$V_{sd, VT, L1/2}$	[kN]	329	571	956.5	1402	1713.5	Pannelli trasversali - Taglio associato a $V_{sd, TRASV}$
$V_{sd, T, L1/2}$	[kN]	10.8	24.3	8.6	19.4	0.9	Pannelli longitudinali - Taglio associato a T
$V_{sd, T, T1/2}$	[kN]	18.7	41.9	14.4	31.4	1.4	Pannelli trasversali - Taglio associato a T
<b><math>V_{sd, TOT, L1/2}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>341</b>	<b>825</b>	<b>954</b>	<b>1308</b>	<b>1411</b>	<b>Pannelli longitudinali - Taglio massimo totale</b>
<b><math>V_{sd, TOT, T1/2}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>348</b>	<b>613</b>	<b>971</b>	<b>1433</b>	<b>1715</b>	<b>Pannelli trasversali - Taglio massimo totale</b>

La resistenza del singolo pannello è valutata facendo riferimento al caso di “*elementi con armatura trasversale resistente a taglio*” (rif.NTC2008, par.4.1.2.1.3.2).

Poiché, come evidenziato nella schematizzazione della sezione cava di calcolo (vedi **Figura 18**), la resistenza dei singoli pannelli è valutata considerando un'altezza utile sezionale  $d = B'/0.9$ .

Nelle tabelle successive si riporta il calcolo delle azioni resistenti e la conseguente verifica in accordo alle normative di riferimento. Poiché tutti i coefficienti sono superiori all'unità, la verifica risulta soddisfatta.

Armatura tipica setti:  $1+1\phi 16/20$

**STRUTTURE IN C.A. - Resistenza a taglio elementi armati**

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.2)

Pila	[-]	UP1	UP2	UP3	UP4	UP5
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	Piede
Pannello	[-]	L1/2	L1/2	L1/2	L1/2	L1/2
$\gamma_c$	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
$\gamma_s$	[-]	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	35	35	35	35	35
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5
$f'_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2
$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	450	450	450	450	450
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391	391	391	391	391
$\alpha_c$	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d	[mm]	2560	2600	2820	3040	3490
$b_w$	[mm]	400	400	400	400	400
s	[mm]	200	200	200	200	200
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	402	402	628	628	628
$\alpha$	[°]	90	90	90	90	90
$\theta$	[°]	45	45	45	45	45
$V_{Rsd}$	[kN]	1812	1840	3118	3362	3859
$V_{Rcd}$	[kN]	3793	3852	4178	4504	5171
<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>1812</b>	<b>1840</b>	<b>3118</b>	<b>3362</b>	<b>3859</b>
<b><math>V_{sd}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>341</b>	<b>825</b>	<b>954</b>	<b>1308</b>	<b>1411</b>
$F_s$	[-]	5.32	2.23	3.27	2.57	2.73

Coefficiente parziale per il calcestruzzo  
 Coefficiente parziale per l'acciaio  
 Resistenza caratteristica cubica CLS  
 Resistenza a compressione di progetto  
 Resistenza a compressione ridotta di progetto  
 Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio  
 Tensione di snervamento di progetto  
 (vedi NTC2008)  
 Altezza utile sezionale  
 Larghezza sezione  
 Passo armatura a taglio  
 Area armatura a taglio  
 Inclinazione armatura a taglio  
 Inclinazione puntone compresso  
 Taglio resistente lato acciaio  
 Taglio resistente lato CLS  
 Taglio resistente di progetto  
 Taglio sollecitante di progetto  
 Coefficiente di sicurezza

Pila	[-]	UP1	UP2	UP3	UP4	UP5
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	Piede
Pannello	[-]	T1/2	T1/2	T1/2	T1/2	T1/2
$\gamma_c$	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
$\gamma_s$	[-]	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	35	35	35	35	35
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5
$f'_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2
$f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	450	450	450	450	450
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391	391	391	391	391
$\alpha_c$	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d	[mm]	4400	4490	4710	4930	5380
$b_w$	[mm]	400	400	400	400	400
s	[mm]	200	200	200	200	200
$A_{sw}$	[mm <sup>2</sup> ]	402	402	628	628	628
$\alpha$	[°]	90	90	90	90	90
$\theta$	[°]	45	45	45	45	45
$V_{Rsd}$	[kN]	3115	3178	5208	5452	5949
$V_{Rcd}$	[kN]	6519	6652	6978	7304	7971
<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>3115</b>	<b>3178</b>	<b>5208</b>	<b>5452</b>	<b>5949</b>
<b><math>V_{sd}</math></b>	<b>[kN]</b>	<b>348</b>	<b>613</b>	<b>971</b>	<b>1433</b>	<b>1715</b>
$F_s$	[-]	8.96	5.19	5.36	3.80	3.47

Coefficiente parziale per il calcestruzzo  
 Coefficiente parziale per l'acciaio  
 Resistenza caratteristica cubica CLS  
 Resistenza a compressione di progetto  
 Resistenza a compressione ridotta di progetto  
 Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio  
 Tensione di snervamento di progetto  
 (vedi NTC2008)  
 Altezza utile sezionale  
 Larghezza sezione  
 Passo armatura a taglio  
 Area armatura a taglio  
 Inclinazione armatura a taglio  
 Inclinazione puntone compresso  
 Taglio resistente lato acciaio  
 Taglio resistente lato CLS  
 Taglio resistente di progetto  
 Taglio sollecitante di progetto  
 Coefficiente di sicurezza

## 9.2 Plinti di fondazione

### 9.2.1 Premessa

Tenuto conto della tipologia di elemento e del regime di sollecitazione cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche strutturali:

#### Stati limite ultimi (SLU e SLV)

- Verifica a flessione e taglio

Le azioni massime sui pali considerate in fase di dimensionamento e verifica sono desunte dalle tabelle di sintesi riportate nel par. **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

### 9.2.2 Verifica a flessione e taglio

La resistenza del plinto è valutata facendo riferimento alla schematizzazione limite “tirante-puntone” mostrata in **Figura 19**. Più in dettaglio, si individuano i seguenti elementi resistenti:

- tirante inferiore (T)
- puntone diagonale (P)

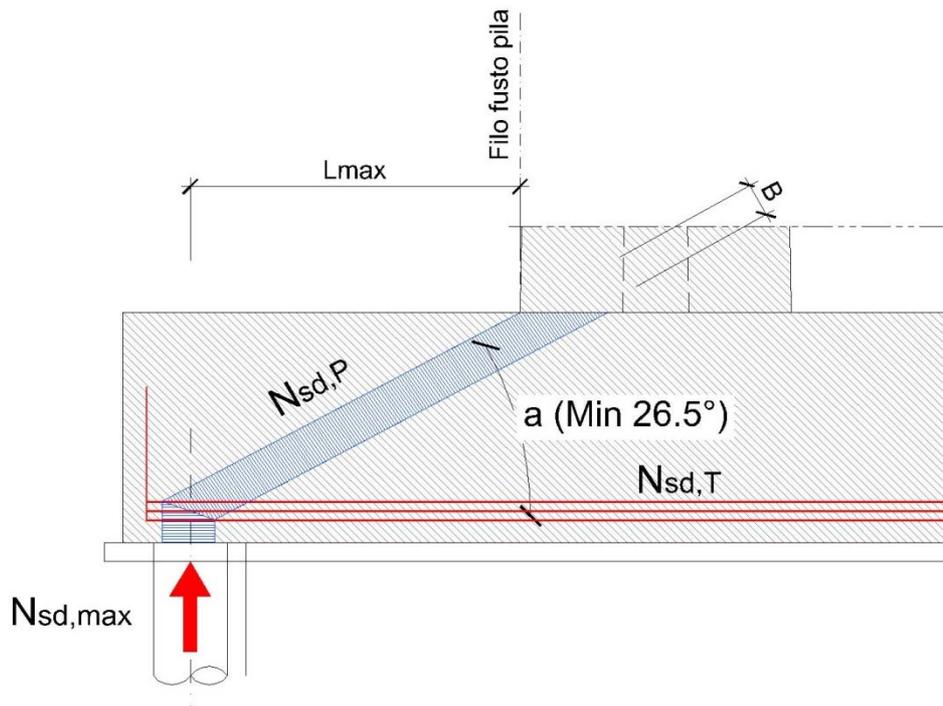
Cautelativamente, il calcolo è sviluppato ipotizzando la massima azione sul singolo palo agente nella posizione di massimo sbalzo.

Le azioni sollecitanti nel puntone e nel tirante sono valutate considerando le geometrie effettive di ciascun plinto tipologico ed in particolare:

$$N_{Sd,T} = N_{sd,max} / \tan(a)$$

$$N_{Sd,P} = N_{sd,max} / \sin(a)$$

Le resistenze dei tiranti e dei puntoni sono valutate in accordo a quanto previsto dall'Eurocodice EC2.



**Figura 19** – Schema di calcolo plinto di fondazione

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate per la fondazione UP2 maggiormente sollecitata, caratterizzata da un plinto circolare di diametro  $d=8.9\text{m}$ , e per la fondazione UP3, di diametro maggiore pari a  $d=11.45\text{m}$ .

Risultando tutti i coefficienti di sicurezza superiori a 1.00, le verifiche risultano soddisfatte.

**Verifica del puntone diagonale**

<b>Plinto</b>	[-]	<b>UP2</b>	<b>UP3</b>	
<b>Direzione</b>	[-]	<b>L</b>	<b>T</b>	
$k_1$	[-]	0.85	0.85	(=1.00 se C-C-C, 0.85 se C-C-T, 0.75 se C-T-T)
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	35	35	Resistenza a compressione (cubica)
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29.05	29.05	Resistenza a compressione (cilindrica)
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	19.4	19.4	Resistenza a compressione di progetto
$n'$	[-]	0.884	0.884	Vedi EC2
$S_{Rd,max}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	14.5	14.5	Resistenza a compressione effettiva del puntone
$B$	[mm]	560	740	Spessore puntone
$L$	[mm]	1000	1000	Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	8147	10766	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	2042	2042	Azione massima sul palo
$a$	[°]	41	61	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	3113	2335	Azione sollecitante di progetto
<b><math>F_s</math></b>	[-]	<b>2.62</b>	<b>4.61</b>	<b>Coefficiente di sicurezza</b>

**Tabella 1** – Verifica del puntone diagonale UP2**Verifica del tirante inferiore**

<b>Plinto</b>	[-]	<b>UP2</b>	<b>UP2</b>	
<b>Direzione</b>	[-]	<b>L</b>	<b>T</b>	
$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	450	450	Snervamento acciaio
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391.3	391.3	Resistenza a trazione di progetto
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	10618.6	5309.3	Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	4155	2078	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	2042	2042	Azione massima sul palo
$a$	[°]	41	61	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	2349	1132	Azione sollecitante di progetto
<b><math>F_s</math></b>	[-]	<b>1.77</b>	<b>1.84</b>	<b>Coefficiente di sicurezza</b>

**Tabella 2** – Verifica del tirante inferiore UP1

**Verifica del puntone diagonale**

<b>Plinto</b>	[-]	<b>UP3</b>	<b>UP3</b>	
<b>Direzione</b>	[-]	<b>L</b>	<b>T</b>	
$k_1$	[-]	0.85	0.85	(=1.00 se C-C-C, 0.85 se C-C-T, 0.75 se C-T-T)
$R_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	35	35	Resistenza a compressione (cubica)
$f_{ck}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	29.05	29.05	Resistenza a compressione (cilindrica)
$f_{cd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	19.4	19.4	Resistenza a compressione di progetto
$n'$	[-]	0.884	0.884	Vedi EC2
$S_{Rd,max}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	14.5	14.5	Resistenza a compressione effettiva del puntone
<b>B</b>	[mm]	400	480	Spessore puntone
<b>L</b>	[mm]	1000	1000	Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	5820	6983	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1398	1398	Azione massima sul palo
<b>a</b>	[°]	30	38	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	2796	2271	Azione sollecitante di progetto
<b>F<sub>s</sub></b>	[-]	<b>2.08</b>	<b>3.08</b>	<b>Coefficiente di sicurezza</b>

**Tabella 3** – Verifica del puntone diagonale UP3**Verifica del tirante inferiore**

<b>Plinto</b>	[-]	<b>UP3</b>	<b>UP3</b>	
<b>Direzione</b>	[-]	<b>L</b>	<b>T</b>	
$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	450	450	Snervamento acciaio
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391.3	391.3	Resistenza a trazione di progetto
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	13273	10619	Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	5194	4155	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1398	1398	Azione massima sul palo
<b>a</b>	[°]	30	38	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	2421	1789	Azione sollecitante di progetto
<b>F<sub>s</sub></b>	[-]	2.14	2.32	Coefficiente di sicurezza

**Tabella 4** – Verifica del tirante inferiore UP3

## 9.3 Pali di fondazione

### 9.3.1 Premessa

Tenuto conto della tipologia di elemento e del regime di sollecitazione cui è soggetto, si procede con le seguenti verifiche strutturali:

#### Stati limite ultimi (SLU e SLV)

- Verifica a pressoflessione deviata
- Verifica a taglio

Tenuto conto della limitata incidenza delle azioni trasversali e longitudinali in condizioni d'esercizio frequente e quasi permanente, si omettono le verifiche a fessurazione.

### 9.3.2 Azioni massime sui pali

#### 9.3.2.1 Premessa

Le massime azioni sulla palificata sono valutate a partire dalle azioni globali agenti all'intradosso plinto, comprensive dei contributi dovuti sia al peso del plinto stesso che del rinterro.

Pertanto, poiché il modello FEM fornisce valori di azione in corrispondenza dell'estradosso plinto, si procede come segue:

- le azioni esportate da modello FEM sono completate con i contributi dovuti a peso proprio plinto, rinterro e relative inerzie per le condizioni sismiche;
- si traslano le azioni risultanti di cui al punto precedente fino alla quota di intradosso plinto.

La ripartizione delle azioni globali in testa ai singoli pali è svolta nell'ipotesi di ripartizione rigida su molle elastiche, anche differenziate tra loro in termini di rigidità. Pertanto:

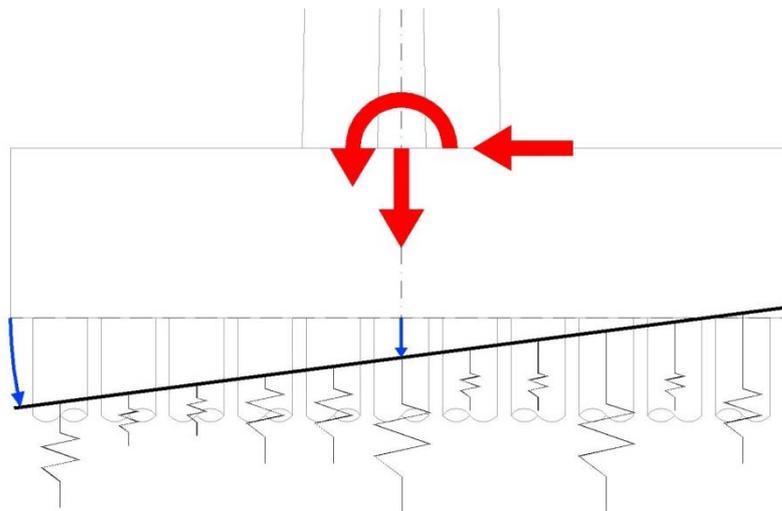
$$N_{sd,palo,i} = \frac{N_{sd}}{\sum A_i} \cdot A_i + \frac{M_{sd,x}}{\sum A_i \cdot y_i^2} \cdot A_i \cdot y_i + \frac{M_{sd,y}}{\sum A_i \cdot x_i^2} \cdot A_i \cdot x_i$$

$$V_{sd,palo,i} = \frac{V_{sd}}{\sum A_{v,i}} \cdot A_{v,i} + \frac{T_{sd}}{\sum A_{v,i} \cdot d_i^2} \cdot A_{v,i} \cdot d_i$$

dove:

- $N_{sd,palo,i}$  : azione assiale sull'i-esimo palo
- $N_{sd}$  : azione assiale globale agente all'intradosso fondazione
- $M_{sd,x}$  : momento flettente globale "attorno a x", all'intradosso fondazione

- $M_{sd,Y}$  : momento flettente globale “attorno a y”, all’intradosso fondazione
- $x_i, y_i$  : coordinate dell’i-esimo palo nel sistema di riferimento principale
- $d_i$  : distanza polare ( $= (x_i^2 + y_i^2)^{0.5}$ )
- $A_i$  : area/rigidezza assiale dell’i-esimo palo
- $A_{v,i}$  : area/rigidezza a taglio dell’i-esimo palo



**Figura 20** – Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici

### 9.3.2.2 Tabelle di sintesi

In **Tabella 5** si riportano le azioni sollecitanti allo SLU/SLV più gravose per la sezione di testa del palo di ciascun plinto (con N positivo di trazione).

	Azioni su pali circolari				Azioni su pali centrali			
	$N_{1max}$	$N_{1min}$	$V_{1max}$	$M_{1testa}$	$N_{2max}$	$N_{2min}$	$V_{2max}$	$M_{2testa}$
	KN	KN	KN	KNm	KN	KN	KN	KNm
<b>UP1</b>	-1557	53	87	173	-	-	-	-
<b>UP2</b>	-2042	53	111	221	-	-	-	-
<b>UP3</b>	-1398	59	118	284	-583	50	92	220

**Tabella 5** – Max Azioni SLU/SLV agenti sui pali

### 9.3.3 Verifica a pressoflessione

In **Tabella 6** si riportano le verifiche a presso-flessione allo SLU/SLV per la sezione di testa del palo maggiormente sollecitato di ciascun plinto.

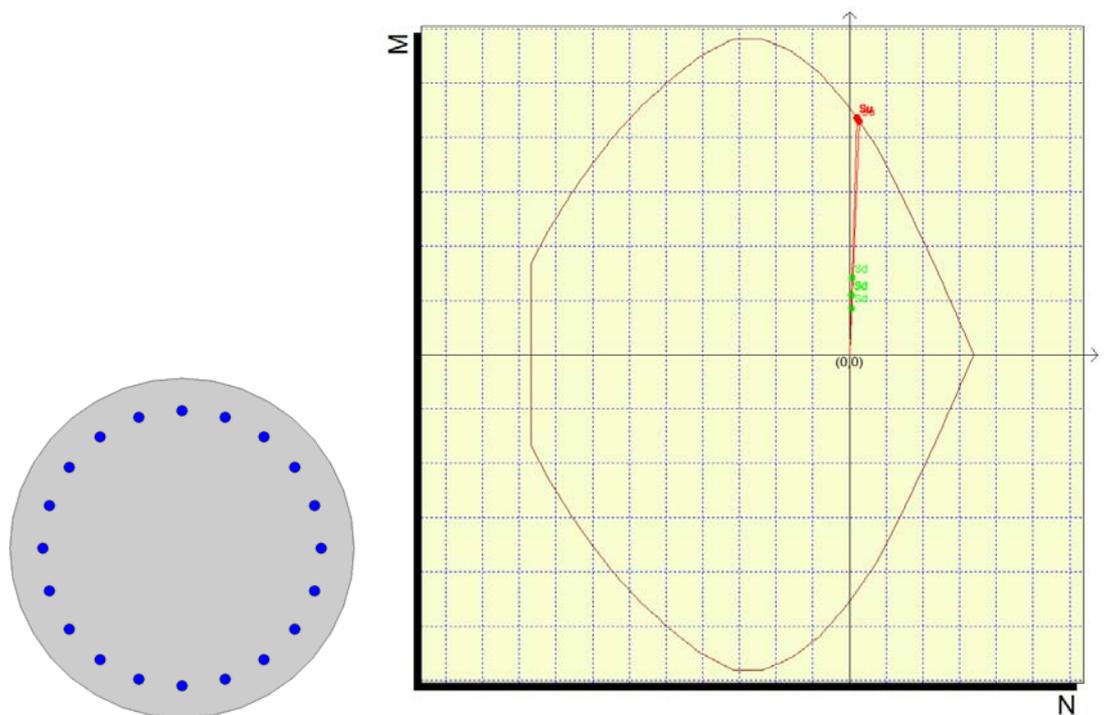
Il palo in c.a., avente sezione circolare di diametro  $d=80\text{cm}$ , è armato con  $20\phi 24$  nella sezione di testa. Ai fini delle verifiche si considera la condizione di carico più gravosa per l'elemento strutturale, assumendo la minima azione assiale agente sul palo  $N_{\min}$  (positiva di trazione).

Risultando tutti i coefficienti di sicurezza superiori a 1.00, le verifiche risultano soddisfatte.

		Verifica pressoflessione SLU/SLV				
		$N_{\min}$	$M_{\text{testa}}$	$N_{\text{rd}}$	$M_{\text{rd}}$	C.S
		KN	KNm	KN	KNm	
<b>UP1</b>	Pali circolferenziali	53	173	261	859	<b>4.97</b>
<b>UP2</b>	Pali circolferenziali	53	221	206	870	<b>3.94</b>
<b>UP3</b>	Pali circolferenziali	59	284	192	873	<b>3.07</b>
	Pali centrali	50	220	196	872	<b>3.96</b>

**Tabella 6** – Verifica a pressoflessione dei pali

Il corrispondente dominio  $M-N_{\text{SLU/SLV}}$  relativo alla sezione di testa dei pali maggiormente sollecitati è rappresentato in **Figura 21**.



**Figura 21** – Dominio SLU della sezione di testa dei pali UP1-UP3

### 9.3.4 Verifica a taglio

La resistenza del singolo palo è valutata facendo riferimento al caso di “*elementi con armatura trasversale resistente a taglio*” (rif. NTC2008, par.4.1.2.1.3.2).

Trattandosi di sezione circolare in c.a. con armatura diffusa, l'altezza utile sezionale è calcolata in accordo al par.7.9.5.2.2 delle NTC2008:

$$d = r + 2 \times r / \pi = 400 + 2 \times 400 / 3.14 = 654.55 \text{ mm}$$

In **Tabella 7** si riporta la verifica a taglio allo SLU della sezione di testa del palo maggiormente sollecitato, appartenente al plinto UP3, armato con una staffa elicoidale di  $1\phi 14/10\text{cm}$ .

Risultando il coefficiente di sicurezza superiore a 1.00, la verifica risulta soddisfatta.

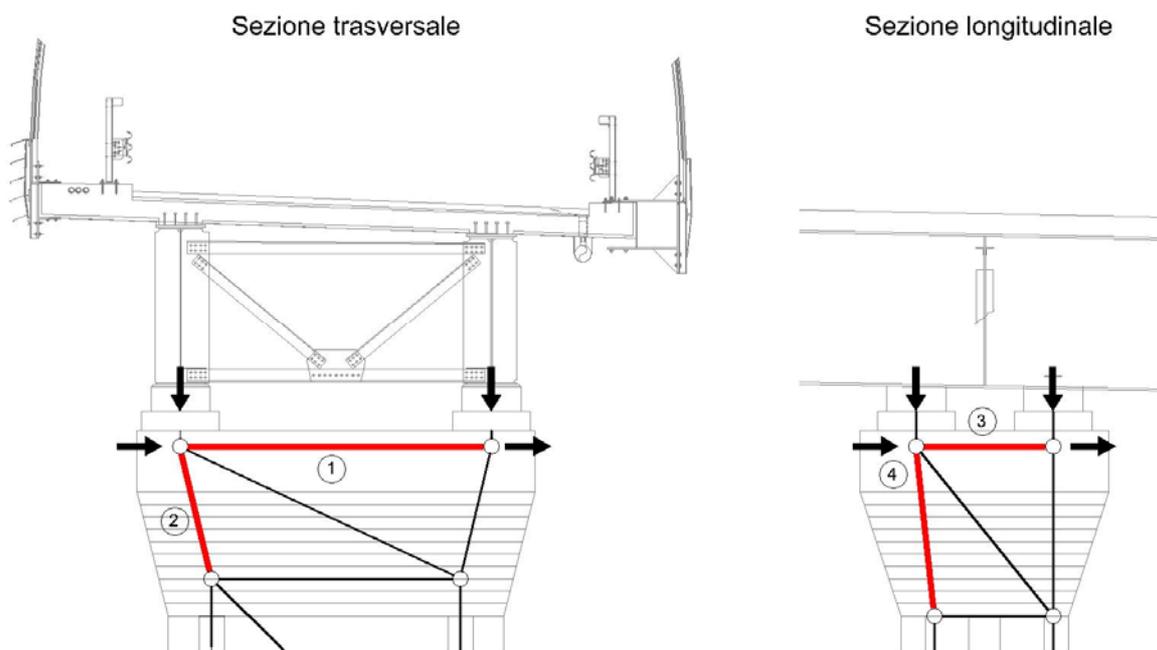
<b>Resistenza a taglio di sezioni in c.a. con specifica armatura</b>			
<b>Sezione testa palo UP3</b>			
<b>Geometria della sezione</b>			
Larghezza sezione (=0.8d)	<b>b<sub>w</sub></b>	524	mm
Altezza utile	<b>d</b>	655	mm
Area di un braccio di una staffa	<b>A<sub>st</sub></b>	154	mm <sup>2</sup>
N. di braccia della staffa	<b>n</b>	2	-
Area totale armatura trasversale	<b>A<sub>sw</sub></b>	307.9	mm <sup>2</sup>
Interasse	<b>s</b>	100	mm
Inclinazione rispetto all'asse trave	<b>α</b>	86	°
<b>Proprietà meccaniche dei materiali</b>			
Resistenza a compressione di progetto cls	<b>f<sub>cd</sub></b>	14.11	MPa
Resistenza a snervamento di progetto acciaio	<b>f<sub>yd</sub></b>	391.3	MPa
<b>Sollecitazioni di progetto</b>			
Taglio	<b>V<sub>Ed</sub></b>	118	KN
Sforzo normale (> 0 compressione)	<b>N<sub>Ed</sub></b>	0	KN
Inclinazione del puntone di cls	<b>θ</b>	45	°
	<b>cotθ</b>	1.0	-
Tensione assiale nella sezione	<b>σ<sub>cp</sub></b>	0.0	Mpa
	<b>σ<sub>cp</sub> / f<sub>cd</sub></b>	0.0	-
Coeff. per presenza di compressione	<b>α<sub>c</sub></b>	1.0	-
<b>Verifica SLU a taglio</b>			
Resistenza a taglio trazione	<b>V<sub>Rd,s</sub></b>	758	KN
Resistenza a taglio compressione	<b>V<sub>Rd,c</sub></b>	1165	KN
<b>Resistenza a taglio = min(V<sub>Rd,s</sub> · V<sub>Rd,c</sub>)</b>	<b>V<sub>Rd</sub></b>	<b>758</b>	<b>KN</b>
<b>Coefficiente di sicurezza</b>	<b>c.s.</b>	<b>6.42</b>	<b>verificato</b>

**Tabella 7 – Verifica a taglio sezione di testa palo UP3**

## 9.4 Pulvini

La funzione del pulvino è quella di ripartire rigidamente gli scarichi localizzati degli appoggi (azioni verticali ed orizzontali) diffondendoli in testa al fusto della pila. Pertanto, tenuto conto delle geometrie dell'elemento e con riferimento agli schemi "tirante-puntone" mostrati nelle figure successive, si procede verticando la resistenza delle seguenti armature:

- armatura orizzontale trasversale all'estradosso pulvino (Elemento "1")
- armatura verticale di collegamento con il setto minore della pila (Elemento "2")
- armatura orizzontale longitudinale all'estradosso pulvino (Elemento "3")
- armatura verticale di collegamento con il setto maggiore della pila (Elemento "4")



**Figura 22** – Schemi tirante-puntone di riferimento

Come detto, le azioni di progetto sono ottenute sovrapponendo gli effetti dei seguenti contributi:

- $H_{sd, LONG}$  = azione orizzontale longitudinale = 388 kN
- $H_{sd, TRASV}$  = azione orizzontale trasversale = 533 kN
- $N_{sd}$  = azione verticale = 12200 kN

Cautelativamente si assume quanto segue:

- concomitanza delle massime azioni assolute sugli appoggi
- scarico verticale nullo su un appoggio

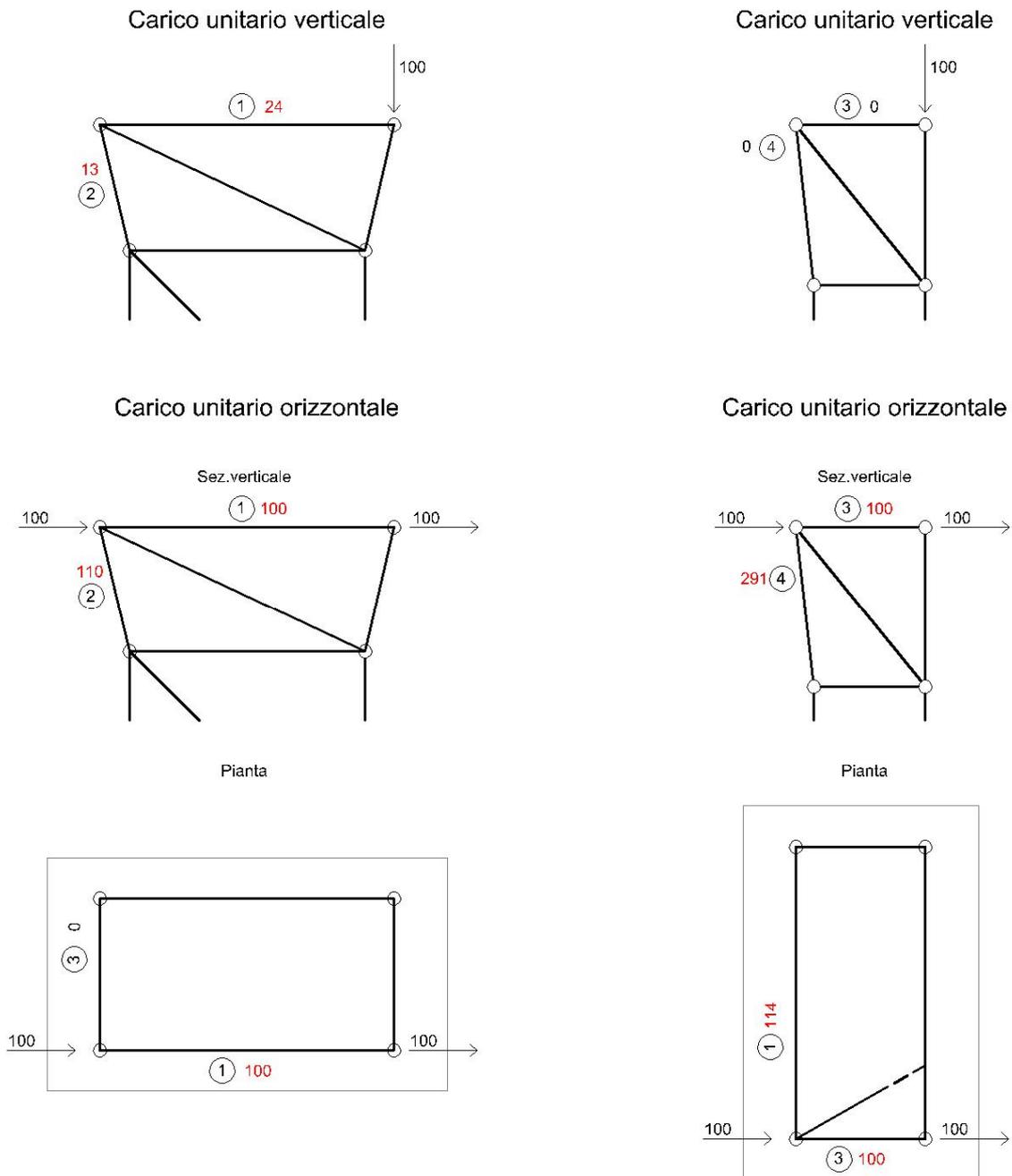
In **Figura 23** sono riportati gli effetti elementari in ciascun elemento, calcolati in accordo alle geometrie dell'elemento e allo schema di calcolo adottato, che combinati tra loro portano al massimo valore sollecitante di progetto.

$$N_{Sd,1} = 0.24 \times N_{sd} + 1.14 \times H_{sd, LONG} + 1.00 \times H_{sd, TRASV}$$

$$N_{Sd,2} = 0.13 \times N_{sd} + 1.10 \times H_{sd, TRASV}$$

$$N_{Sd,3} = 1.00 \times H_{sd, LONG}$$

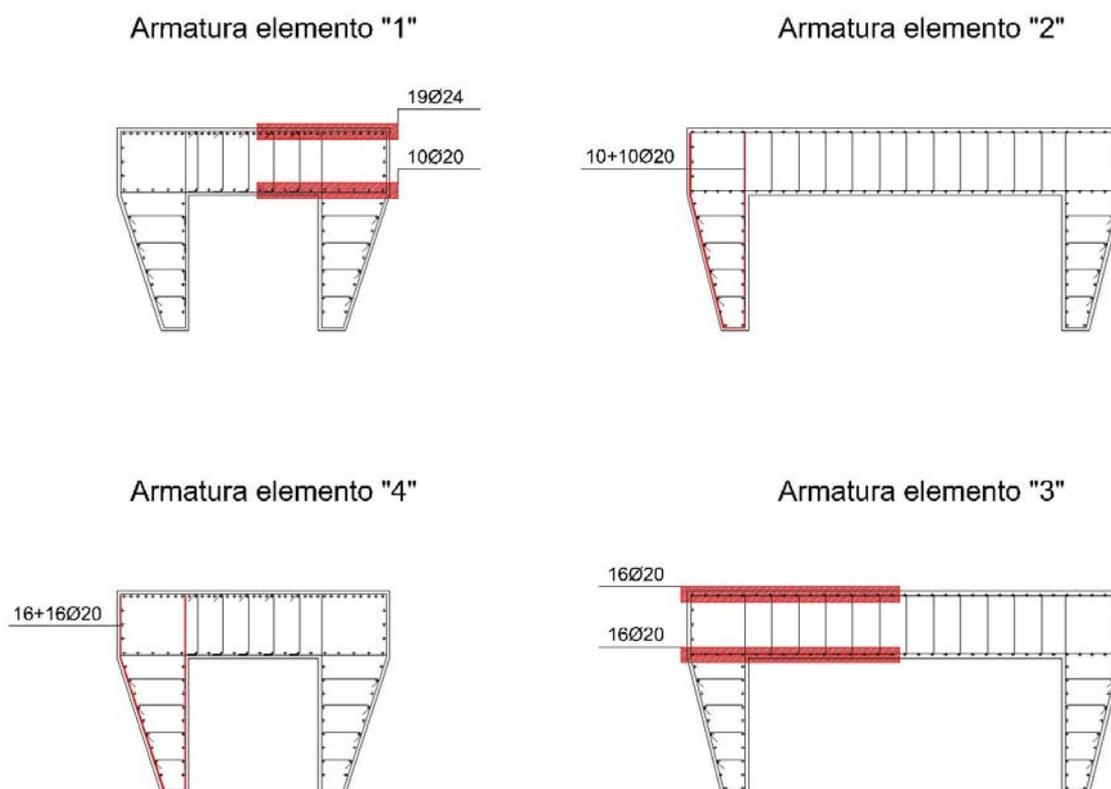
$$N_{Sd,4} = 2.91 \times H_{sd, LONG}$$



**Figura 23** – Effetti elementari per carichi unitari (100kN)

Nella tabella successiva si riassumono le verifiche dei vari elementi esaminati. Risultando tutti i coefficienti di sicurezza superiori a 1.00, le verifiche risultano soddisfatte.

Elemento [-]	1	2	3	4	
$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450	450	450	450	Snervamento acciaio
$f_{yd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	391.3	391.3	391.3	391.3	Resistenza a trazione di progetto
$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	12180	6280	10048	10676	Sezione totale armatura tirante
$N_{Sd}$ [kN]	12200	12200	12200	12200	Azione verticale
$H_{Sd, LONG}$ [kN]	388	388	388	388	Taglio longitudinale
$H_{Sd, TRASV}$ [kN]	533	533	533	533	Taglio trasversale
$N_{Sd, T}$ [kN]	3903.32	2172.3	388	1551.03	Azione sollecitante totale nell'elemento
$N_{Rd, T}$ [kN]	4766	2457	3932	4178	Azione resistente di progetto
$F_s$ [-]	1.22	1.13	10.13	2.69	<b>Coefficiente di sicurezza</b>



**Figura 24** – Armature di progetto per i vari elementi

## 9.5 Baggioli

La funzione del baggiolo è quella di trasferire rigidamente gli scarichi localizzati degli appoggi (azioni verticali ed orizzontali) al pulvino. Pertanto, tenuto conto delle geometrie dell'elemento e con riferimento agli schemi "tirante-puntone" mostrati nelle figure successive, si procede verticando la resistenza delle seguenti armature:

- armatura orizzontale all'estradosso pulvino (Elemento "1")
- armatura verticale di connessione con il pulvino (Elemento "2")

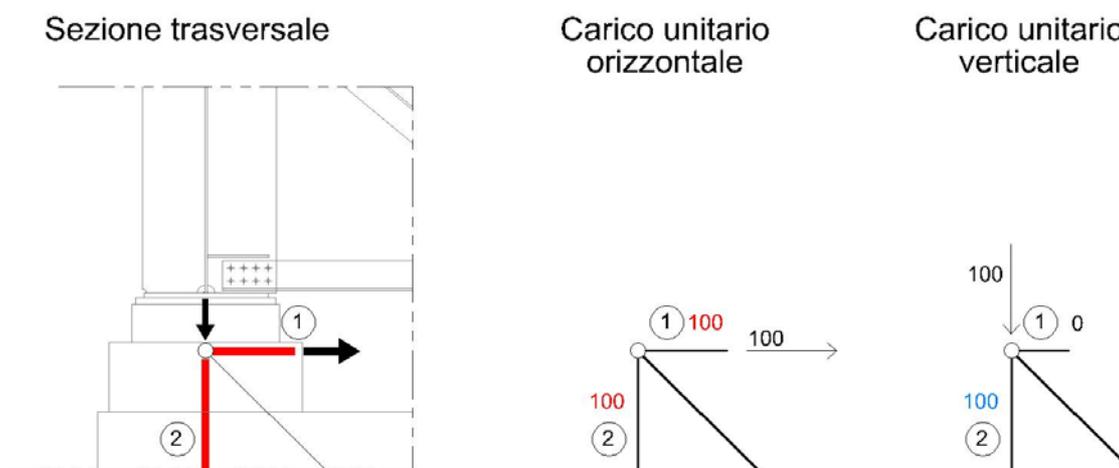


Figura 25 – Schemi tirante-puntone di riferimento ed effetti unitari

Le azioni di progetto sono ottenute sovrapponendo gli effetti dei seguenti contributi:

- $H_{sd, LONG}$  = azione orizzontale longitudinale = 388 kN
- $H_{sd, TRASV}$  = azione orizzontale trasversale = 533 kN

Cautelativamente si trascura il carico assiale (di compressione).

Avendo le stesse geometrie nelle due direzioni orizzontali (longitudinale e trasversale) e gli stessi dettagli di armatura, si verifica la più gravosa delle due (direzione trasversale).

$$N_{sd,1} = 1.00 \times H_{sd, TRASV}$$

$$N_{sd,2} = 1.00 \times H_{sd, TRASV}$$

Nella tabella successiva si riassumono le verifiche dei vari elementi esaminati. Risultando tutti i coefficienti di sicurezza superiori a 1.00, le verifiche risultano soddisfatte.

<b>Elemento</b>	<b>[-]</b>	1	2	
$f_y$	[N/mm <sup>2</sup> ]	450	450	Snervamento acciaio
$f_{yd}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	391.3	391.3	Resistenza a trazione di progetto
$A_s$	[mm <sup>2</sup> ]	2010	2010	Sezione totale armatura tirante
$H_{Sd,TRASV}$	[kN]	533	533	Taglio trasversale
$N_{Sd,T}$	[kN]	533	533	Azione sollecitante totale nell'elemento
$N_{Rd,T}$	[kN]	787	787	Azione resistente di progetto
$F_s$	[-]	1.48	1.48	<b>Coefficiente di sicurezza</b>