

**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
ECHANGER DE CHIOMONTE DANS LA PHASE DE CHANTIER
PROGETTO ESECUTIVO - ETUDES D'EXECUTION
CUP C11J05000030001 - CIG 6823295927**

**OPERE D'ARTE
OPERE D'ARTE MAGGIORI
ALLARGAMENTO VIADOTTO CLAREA – SALITA
RELAZIONE DI CALCOLO SOTTOSTRUTTURE**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabli 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	02/03/2018	Approfondimento progettuale	P.LESCHE (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)
C	29/06/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCHE (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)

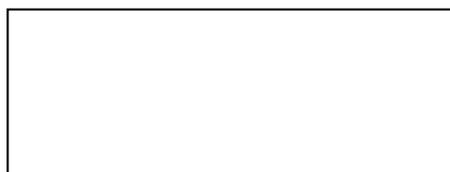
1	0	4	C	C	1	6	1	6	6	N	V	0	2	W	5
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot		Contratto/Contrat			Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	C	L	O	C	0	6	0	1	C
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	6
2. DESCRIZIONE.....	6
3. RIFERIMENTI NORMATIVI, BIBLIOGRAFICI, SOFTWARE	12
4. MATERIALI	12
4.1.1 Calcestruzzo per magrone.....	12
4.1.2 Calcestruzzo per pali di fondazione.....	12
4.1.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle).....	13
4.1.5 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle)	14
4.1.7 Calcestruzzo per cordoli e baggioli.....	15
4.2 Acciai.....	15
4.2.1 Acciaio per armatura lenta	15
5. MODELLO DI CALCOLO.....	16
5.1 Descrizione	16
5.2 Modellazione della connessione degli impalcati in affiancamento	23
5.3 Schema di vincolo dell'impalcato	24
5.3.1 Sistema di vincolo in condizioni statiche.....	25
5.3.2 Sistema di vincolo in condizioni sismiche.....	26
5.4 Modello viadotti condizioni di carico statiche.....	26
5.4.1 Fase 1	26
5.4.2 Fase 2	26
5.5 Modello viadotti condizioni di carico sismiche.....	27
5.5.1 Analisi modale	28
5.5.2 Caratteristiche degli smorzatori viscosi	29
5.5.3 Caratteristiche dei dispositivi d'isolamento.....	29
6. CARICHI DI PROGETTO.....	30
6.1 Peso proprio impalcato in c.ap. – Viadotto Clarea esistente	30
6.2 Carichi permanenti portati – Viadotto Clarea esistente.....	31
6.3 Peso proprio impalcato metallico	31
6.3.1 Peso proprio soletta in c.a.	31
6.3.2 Peso proprio pile in c.a.....	32
6.4 Permanenti	32
6.5 Carichi Accidentali folla.....	33
6.6 Carichi Accidentali mezzi.....	33
6.6.1 Sottocaso 1 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico Q1 gravante su entrambi gli impalcati	34
6.6.2 Sottocaso 2 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico Q1 gravante sull'impalcato esistente	36
6.6.3 Sottocaso 3 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico Q1 gravante sull'impalcato di nuova realizzazione.....	37
6.6.4 Azione longitudinale di frenamento.....	39
6.6.5 Azione trasversale centrifuga.....	39
6.7 Azione del vento	40
6.8 Resistenze parassite dei vincoli (Q7).....	40
6.9 Effetti della temperatura	41

6.9.1	Variazione termica uniforme	41
6.9.2	Variazione termica differenziale trave – soletta	41
6.10	Effetti dovuti al ritiro	41
6.11	Cedimenti differenziali	41
6.12	Azione sismica.....	41
7.	COMBINAZIONI DI PROGETTO	42
8.	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	43
8.1	Premessa	43
8.2	Sollecitazioni risultanti a quota spiccato pila	44
8.3	Azioni sugli appoggi.....	50
8.3.1	Azioni orizzontali Allineamento 1	51
8.3.2	Azioni orizzontali Allineamento 2.....	52
8.3.3	Azioni verticali Allineamento 1	53
8.3.4	Azioni verticali Allineamento 2.....	54
8.4	Verifica delle barre	56
8.4.1	Allineamento 1	56
8.4.2	Allineamento 2.....	56
9.	VERIFICHE	58
9.1	Setti in sommità delle pile di nuova realizzazione	58
9.1.1	Premessa	58
9.1.2	Pila UP7 – Condizione 1	58
9.1.3	Pila UP7 – Condizione 2.....	60
9.1.4	Pila UP8 – Condizione 1	63
9.1.5	Pila UP8 – Condizione 2.....	65
9.1.6	Pila UP9 – Condizione 1	68
9.1.7	Pila UP9 – Condizione 2.....	70
9.2	Fusto pile	72
9.2.1	Premessa	72
9.2.2	Verifica a pressoflessione deviata.....	73
9.2.3	Verifica combinata a taglio e torsione	89
9.3	Plinti di fondazione.....	93
9.3.1	Premessa	93
9.3.2	Verifica a flessione e taglio.....	94
9.4	Pali di fondazione	98
9.4.1	Premessa	98
9.4.2	Azioni massime sui pali	99
9.4.2.1	Premessa.....	99
9.4.2.2	Tabelle di sintesi	104
9.4.3	Verifica a pressoflessione	105
9.4.4	Verifica a taglio.....	106

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Inquadramento generale geometria pila UP6	7
Figura 2 – Plinto UP6.....	8
Figura 3 – Inquadramento generale geometria pile UP7, UP8, UP9	10
Figura 4 – Plinto pile UP7.....	11
Figura 5 – Plinto pile UP8, UP9.....	11
Figura 6 – Modellazione delle pile nuove - Viadotto in affiancamento	16
Figura 7 – Modellazione delle pile esistenti	17
Figura 8 – Modellazione della pila UP6	17
Figura 9 – Geometria del modello di calcolo del Viadotto Clarea salita – stato di fatto	18
Figura 10 – Sezione tipo impalcato a cassone Clarea esistente	18
Figura 11 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo - Viadotto Clarea salita.....	18
Figura 12 – Dettaglio elementi - Viadotto Clarea esistente	19
Figura 13 – Geometria del modello di calcolo – Viadotto di uscita in affiancamento	19
Figura 14 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo - Viadotto di uscita in affiancamento	20
Figura 15 – Dettaglio elementi - Viadotto Clarea salita	20
Figura 16 – Geometria del modello di calcolo – Strutture solidarizzate.....	21
Figura 17 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo – Strutture solidarizzate.....	21
Figura 18 – Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna	22
Figura 19 – Rappresentazione della connessione tra i due viadotti vista unifilare	23
Figura 20 – Modellazione degli apparecchi d'appoggio su pila	25
Figura 21 – Caratteristiche dello spettro di risposta smorzato.....	27
Figura 22 – Deformata associata al primo modo di vibrare.....	28
Figura 23 – Deformata associata al secondo modo di vibrare dell'affiancamento	28
Figura 24 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 1	34
Figura 25 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 1	35
Figura 26 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 1	35
Figura 27 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 1	35
Figura 28 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 2	36
Figura 29 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 2	36
Figura 30 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 2	37
Figura 31 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 2	37
Figura 32 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 3	38
Figura 33 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 3	38
Figura 34 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 3	38
Figura 35 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 3	39
Figura 36 – Sezione di verifica allo spiccato	73
Figura 37 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche	74
Figura 38 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	76
Figura 39 – Sezione di verifica allo spiccato	77
Figura 40 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche	78
Figura 41 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	80
Figura 42 – Sezione di verifica allo spiccato	81
Figura 43 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche	82
Figura 44 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	84
Figura 45 – Sezione di verifica allo spiccato	85
Figura 46 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche	86

Figura 47 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	88
Figura 48 – Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli	89
Figura 49 – Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione	90
Figura 50 – Schema di calcolo plinto di fondazione	94
Figura 51 – Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici.....	100
Figura 52 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP7 – Vista assonometrica	101
Figura 53 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP8-UP9 – Vista assonometrica	101
Figura 54 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP7 – Vista assonometrica	102
Figura 55 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP8-UP9– Vista assonometrica .	102
Figura 56 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP7– Azioni risultanti sui pali (ENVmax)	103
Figura 57 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP7– Azioni risultanti sui pali (ENVmin).....	103
Figura 58 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP8-UP9– Azioni risultanti sui pali (ENVmax)	104
Figura 59 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP8-UP9– Azioni risultanti sui pali (ENVmin).....	104
Figura 60 – Dominio SLU della sezione di testa dei pali UP6-UP9 maggiormente sollecitata	105

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 in affiancamento al Viadotto Clarea esistente (rampa di salita tra le pile UP6 e UP9) e, più in dettaglio, dei seguenti elementi:

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

2. DESCRIZIONE

Pila UP6

La pila in esame è costituita da un elemento scatolare 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 $3.73m \times 6.43m$. 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 $B_{long} \times B_{trasv} = 4.00 \times 6.40m$, che si raccorda linearmente al fusto pila lungo un tratto di 2.00m.

All'estradosso del pulvino si prevedono n.2+2 baggioli a pianta quadrata, lato 1.25m, alti mediamente 0.30m.

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. Il plinto ha diametro 11.45m e spessore 2.50m.

I pali sono di grande diametro ($\phi 800$), trivellati con camicia di rivestimento.

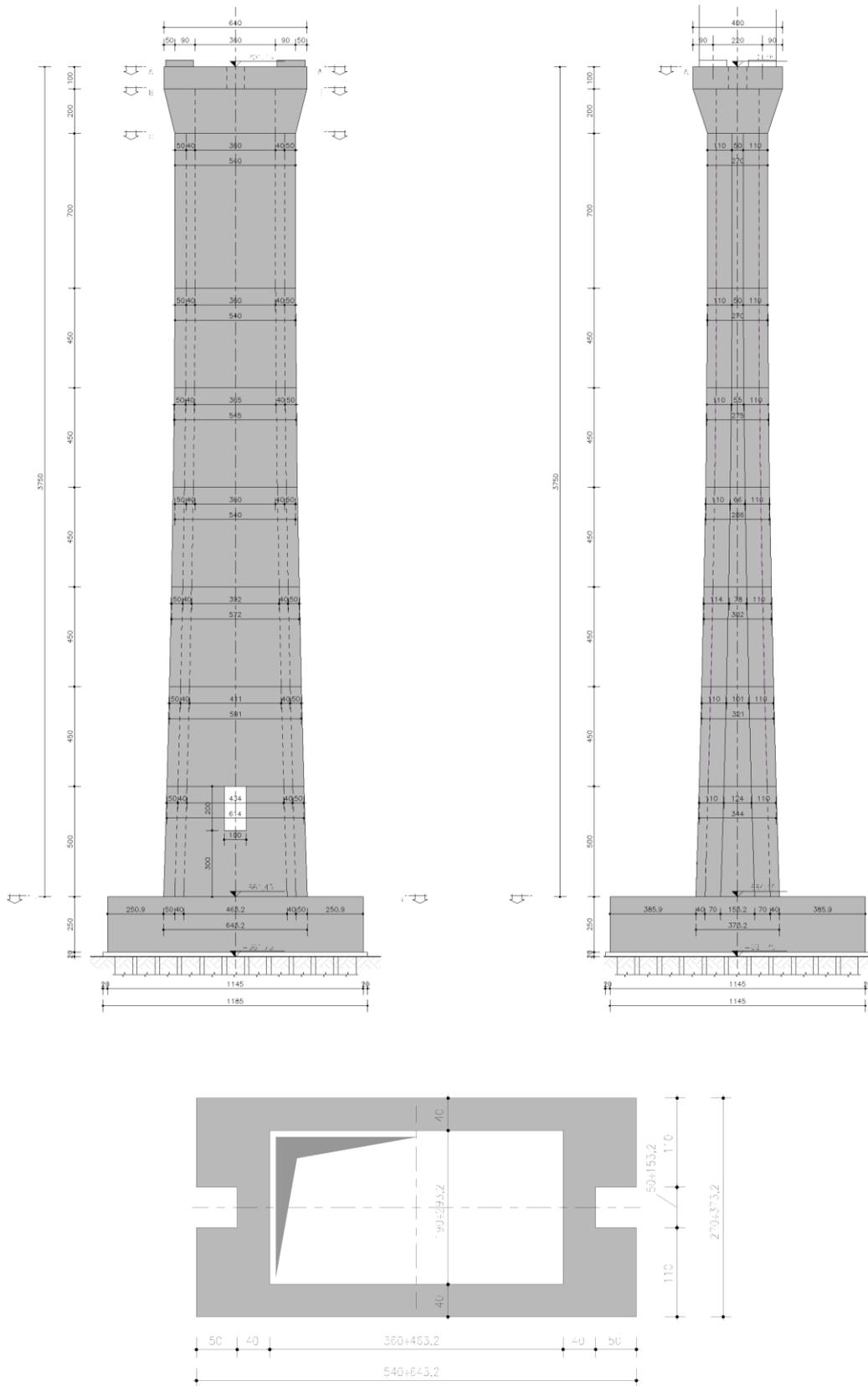


Figura 1 – Inquadramento generale geometria pila UP6

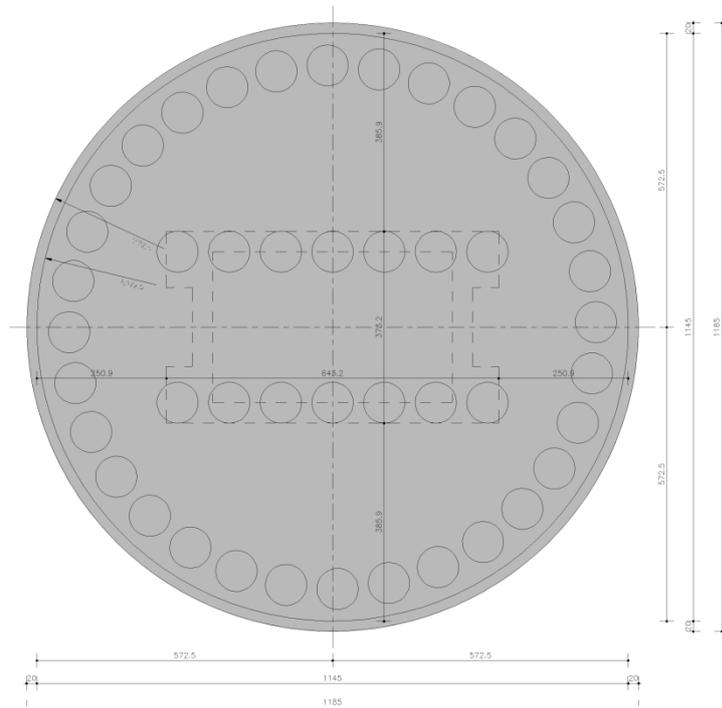


Figura 2 – Plinto UP6

Pila UP7, UP8, UP9

Le pile in esame presentano la stessa variabilità geometrica in elevazione delle pile esistenti, ovvero:

- Il fusto principale, dall'imposta plinto fino a circa 10m dall'intradosso impalcato, è costituito da un elemento scatolare a sezione prismatica, di dimensione longitudinale e trasversale variabile parabolicamente con l'altezza.
- Il tratto di raccordo tra fusto principale ed impalcato è costituito da due lame, impostate in corrispondenza dei setti trasversali della sezione scatolare.

Più in dettaglio, la sezione scatolare ha dimensioni minime $B_{\text{long}} \times B_{\text{trasv}} = 5.00 \times 5.40\text{m}$ che variano fino ad un massimo di $6.33 \times 6.73\text{m}$ per la pila UP8. I setti presentano spessore costante in altezza e pari a 0.60m, ringrossati alle estremità fino a 1.10m.

Le lame superiori, che di fatto rappresentano un prolungamento dei soli setti trasversali della sezione scatolare, hanno dimensioni variabili da 5.40×1.10 a $7.40 \times 1.10\text{m}$, disassati di 3.90m (in asse). Il raccordo tra la sezione scatolare e quella a doppia lama è realizzato mediante un pulvino massivo di spessore 2.00m.

All'estradosso delle lame si prevedono n.2+2 baggioli a pianta quadrata, lato 1.10m, alti mediamente 0.30m.

Le fondazioni sono di tipo indiretto, con plinti massivi di forma rettangolare, smussata per le pile UP8 e UP9, impostati su pali "ravvicinati" ($i < 3D$) a realizzare, di fatto, un diaframma equivalente di fondazione. Le geometrie tipiche del plinto sono $B_{\text{long}} \times B_{\text{trasv}} = 17.60\text{m} \times 8.60\text{m}$, con spessore variabile a gradoni da 2.00 a 3.00m.

I pali sono di grande diametro ($\phi 800$), trivellati con camicia di rivestimento.

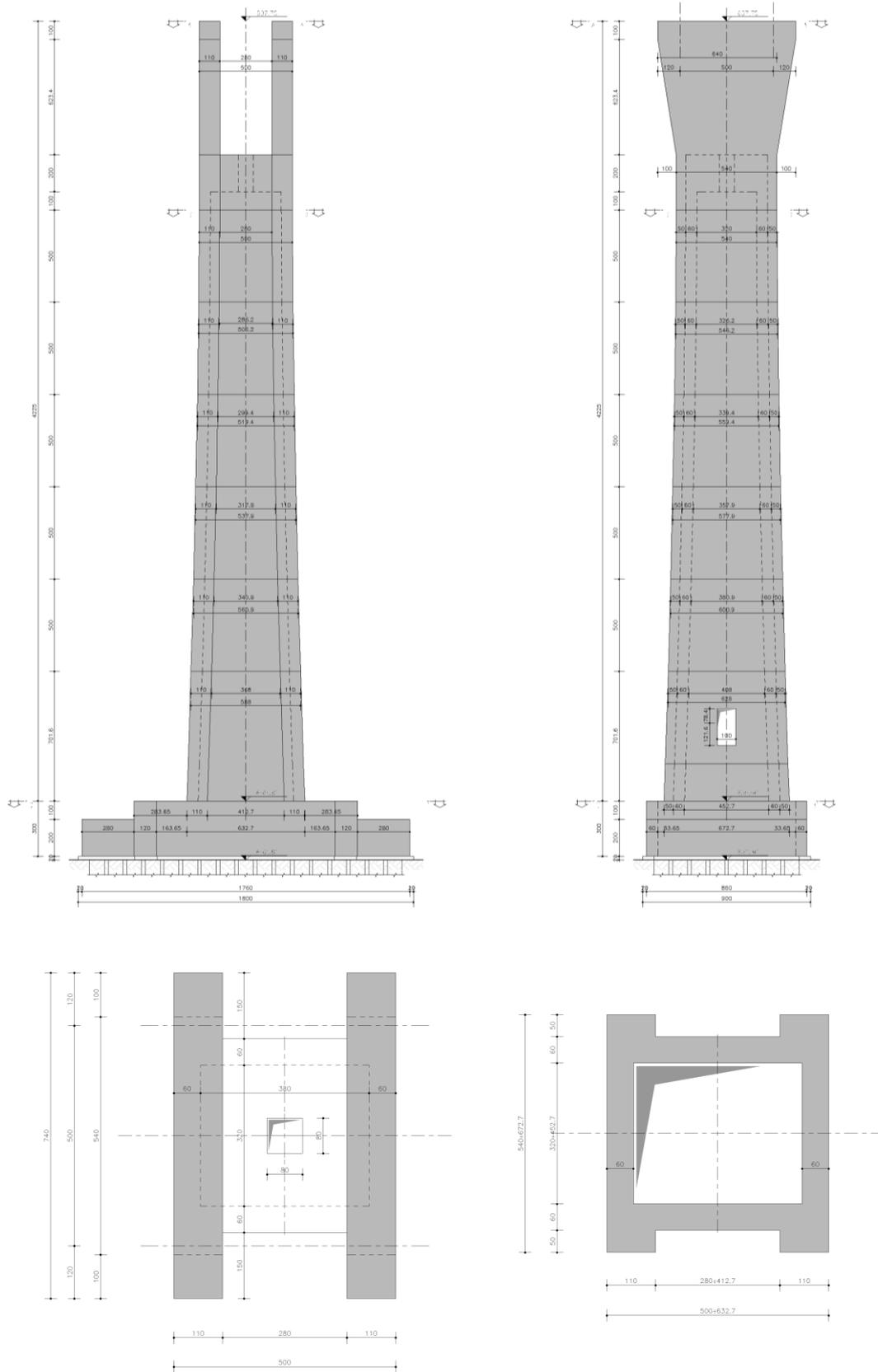


Figura 3 – Inquadramento generale geometria pile UP7, UP8, UP9

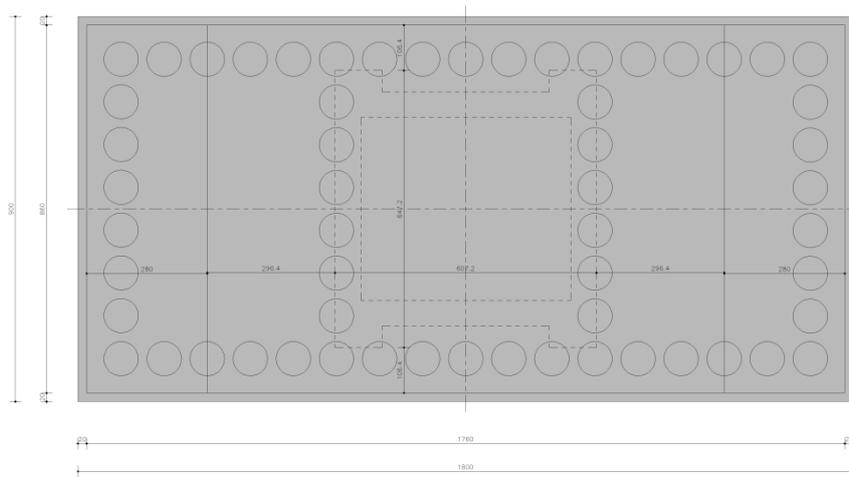


Figura 4 – Plinto pile UP7

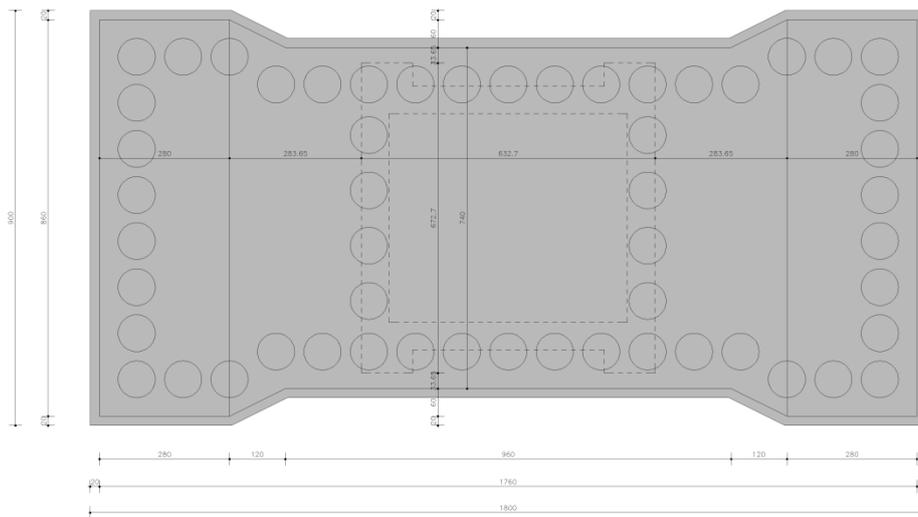


Figura 5 – Plinto pile UP8, UP9

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 ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	12.45	N/mm ²
Contenuto minimo di cemento		150	kg/mc

4.1.2 Calcestruzzo per pali di fondazione

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24.9	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	32.9	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	14.11	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.56	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	1.79	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	3.33	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.07	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.19	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.03	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	f_{bd}	2.69	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	31447	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	14.94	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	11.21	N/mm ²
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 ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	29.05	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	37.05	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	16.46	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2.83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	f_{ctk,5%}	1.98	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	f_{ctk,95%}	3.68	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{cfm}	3.39	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.46	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-clc di calcolo	f_{bd}	2.97	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	32588	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	17.43	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	13.07	N/mm ²
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 ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	33.2	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	41.2	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	18.81	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3.10	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	f_{ctk,5%}	2.17	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	f_{ctk,95%}	4.03	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	3.72	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.45	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4.88	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	3.25	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	33643	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	19.92	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	14.94	N/mm ²
		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 ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	45.35	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	21.16	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	4.02	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2.81	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$		
	%	5.226	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctm}	4.824	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1.87	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	6.32	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla di calcolo	f_{bd}	4.21	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	34625	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.rara)	σ_c	21	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb.quasi perm.)	σ_c	15.75	N/mm ²
		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 ²
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	450	N/mm ²
Resistenza di progetto	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Sovra-resistenza	f_{tk} / f_{yk}	≥ 1.15	-
Modulo di elasticità	E_s	210000	N/mm ²

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. Il modello adottato è comprensivo di tutto lo svincolo in uscita: questo documento tuttavia si concentrerà sulle sottostrutture tra le pile UP6 e UP9. Per l'analisi delle strutture tra la pila UP6 e la pila UP1/SP1, si rimanda alle relazioni di calcolo C04CC16166NV02W1ECLOC04010 e C04CC16166NV02W2ECLOC05010.

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.

Il pulvino della pila UP6 è stato modellato con elementi finiti di tipo "beam" caratterizzati dalla inerzia e massa effettiva. I baggioli delle pile UP7÷UP9 poggiano, analogamente alle pile esistenti, su due setti di spessore 1.10m che si elevano in altezza per gli ultimi 6 m.

Sulla base della descrizione della geometria delle pile riportata nel Cap.2, sono state modellate differientemente le pile nuove in affiancamento e le pile esistenti. Si riportano a seguire alcune immagini della geometria delle pile nel modello di calcolo. Nel modello di calcolo, le pile risultano vincolate a terra con un vincolo di tipo incastro.

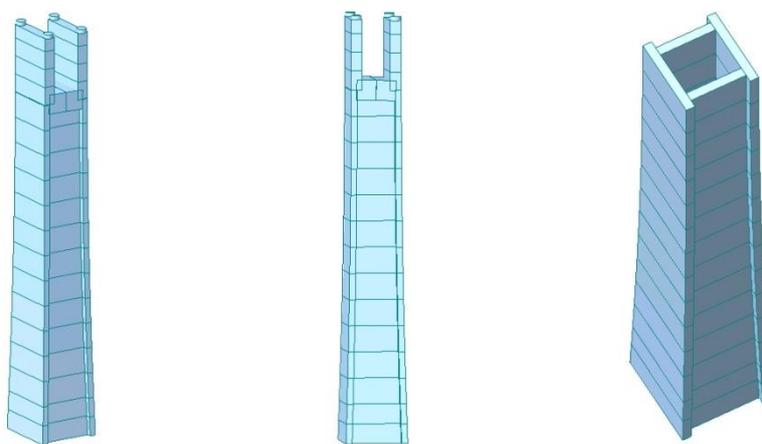


Figura 6 – Modellazione delle pile nuove - Viadotto in affiancamento

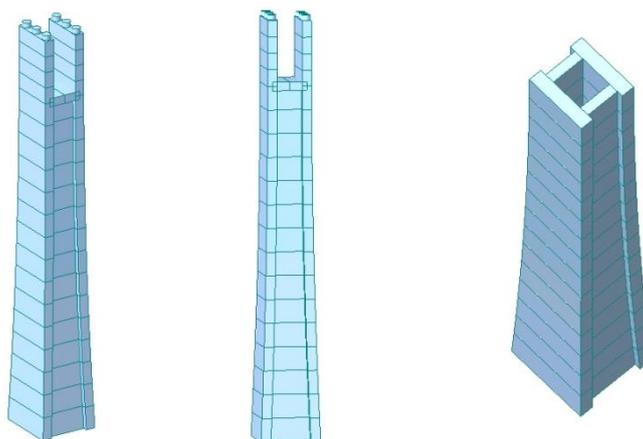


Figura 7 – Modellazione delle pile esistenti

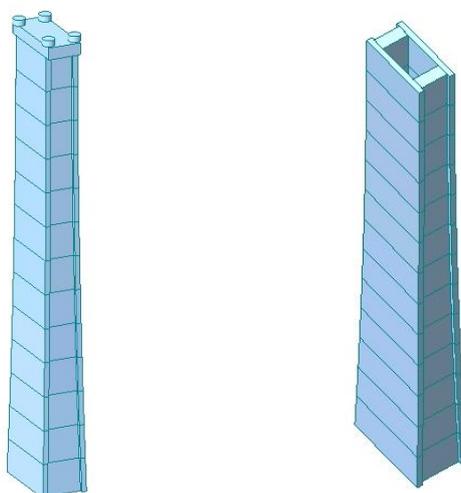


Figura 8 – Modellazione della pila UP6

Come si può vedere nelle figure del modello di calcolo, le pile risultano vincolate a terra con un vincolo di tipo incastro. 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 mezzeria 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 dell'impalcato a sezione mista, 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. Anche le sezioni dell'impalcato esistente in c.a.p. sono state differenziate a tratti sulla base dei differenti conci.

Poiché i 2 impalcati in affiancamento saranno solidarizzati solo dopo la conclusione delle fasi di realizzazione dell'impalcato nuovo, i 2 viadotti sono stati analizzati singolarmente per la caratterizzazione delle sollecitazioni da peso proprio e da carichi permanenti portati. A seguire, i due impalcati sono stati analizzati come una struttura unica per quanto concerne i carichi di carattere accidentale, quali azioni da traffico stradale, vento, sismica, ecc.

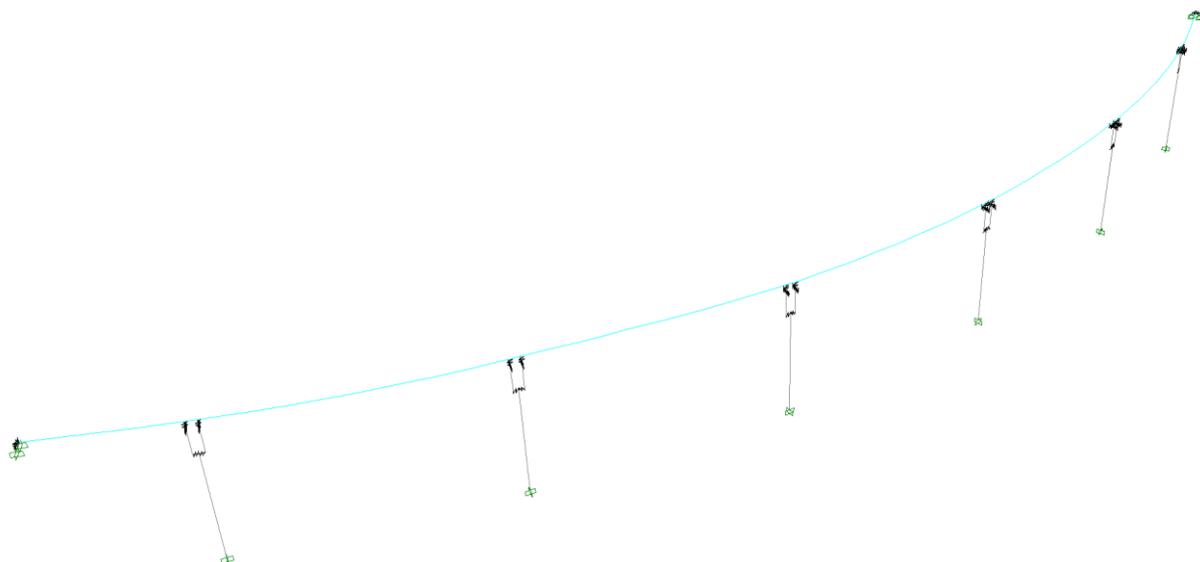


Figura 9 – Geometria del modello di calcolo del Viadotto Clarea salita – stato di fatto

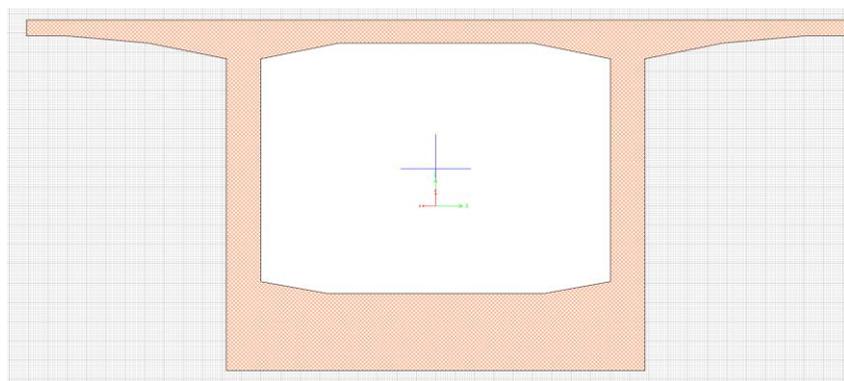


Figura 10 – Sezione tipo impalcato a cassone Clarea esistente

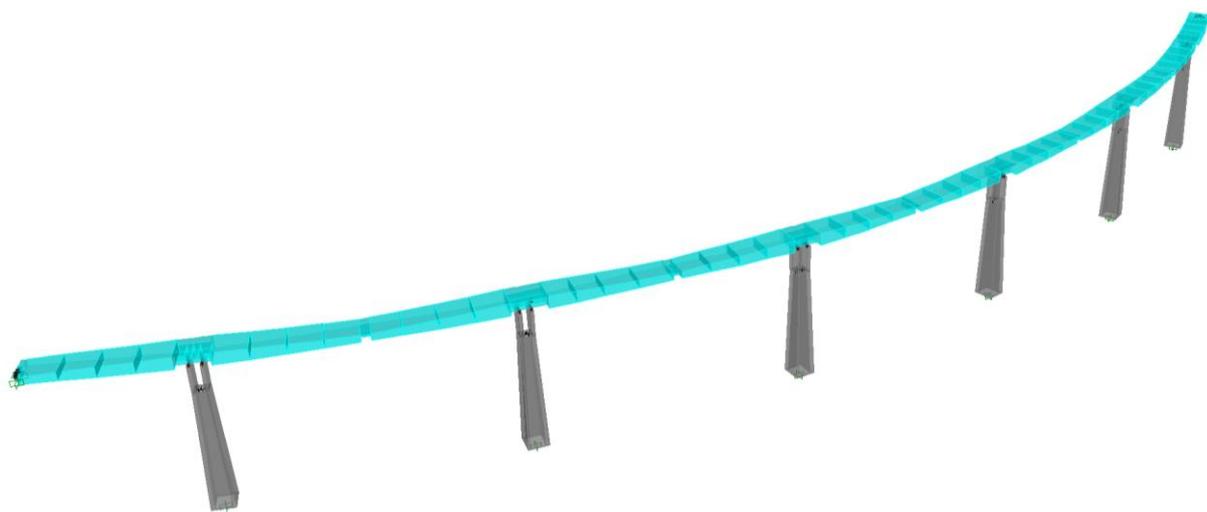


Figura 11 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo - Viadotto Clarea salita

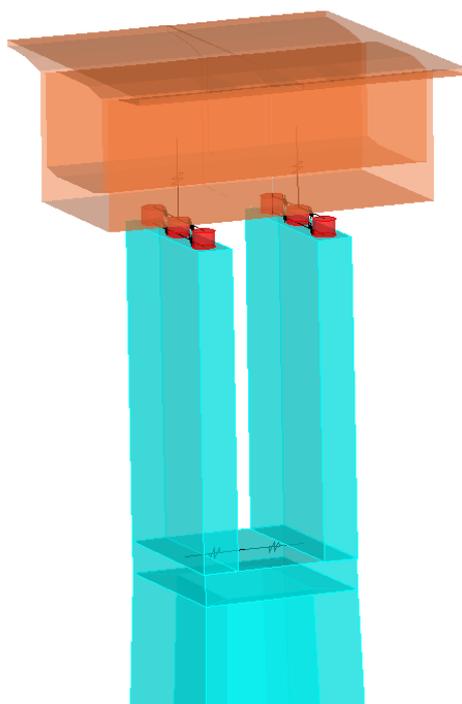


Figura 12 – Dettaglio elementi - Viadotto Clarea esistente

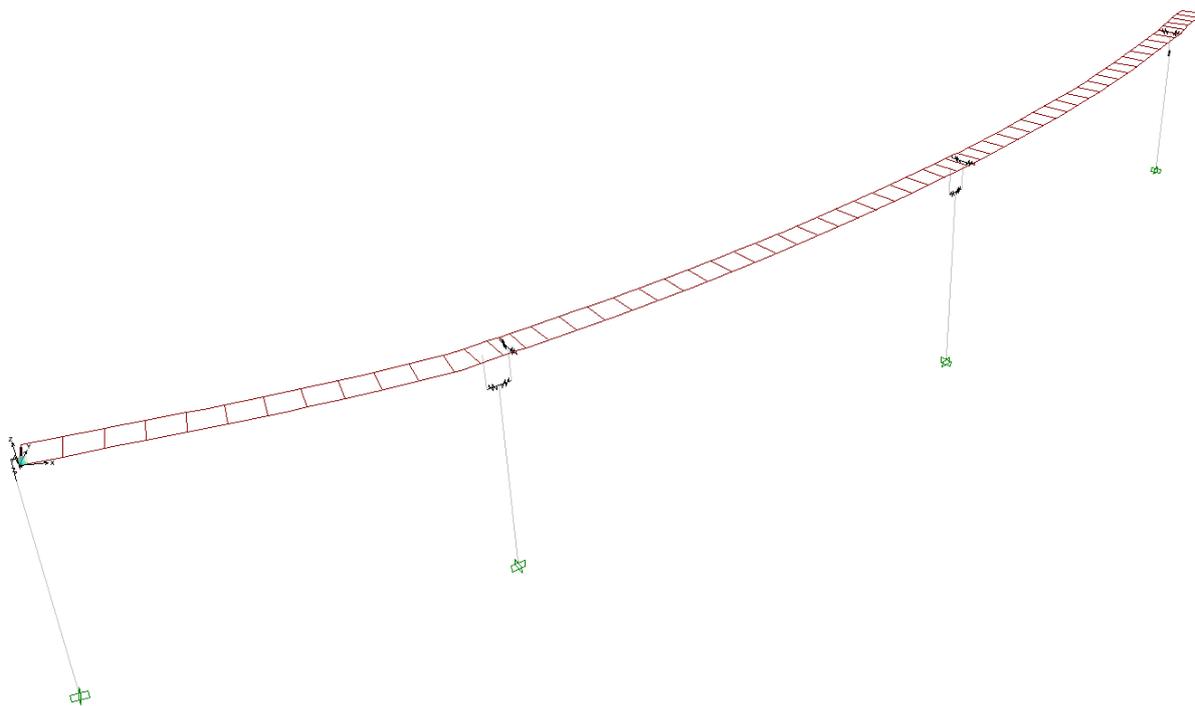


Figura 13 – Geometria del modello di calcolo – Viadotto di uscita in affiancamento

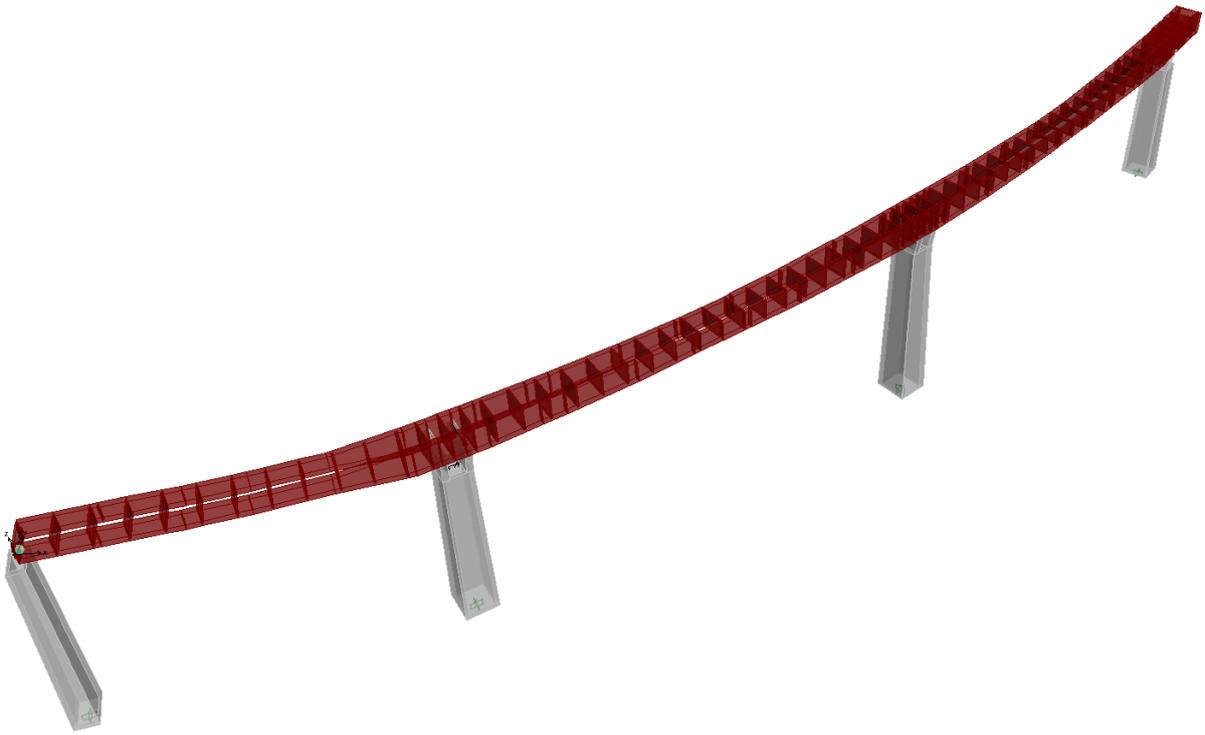


Figura 14 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo - Viadotto di uscita in affiancamento

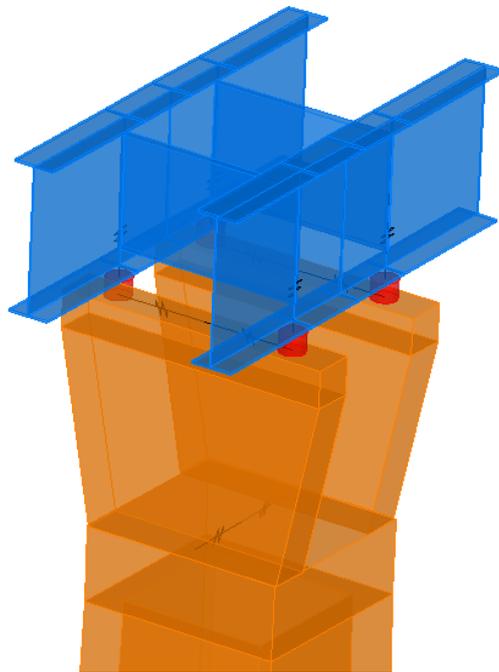


Figura 15 – Dettaglio elementi - Viadotto Clarea salita

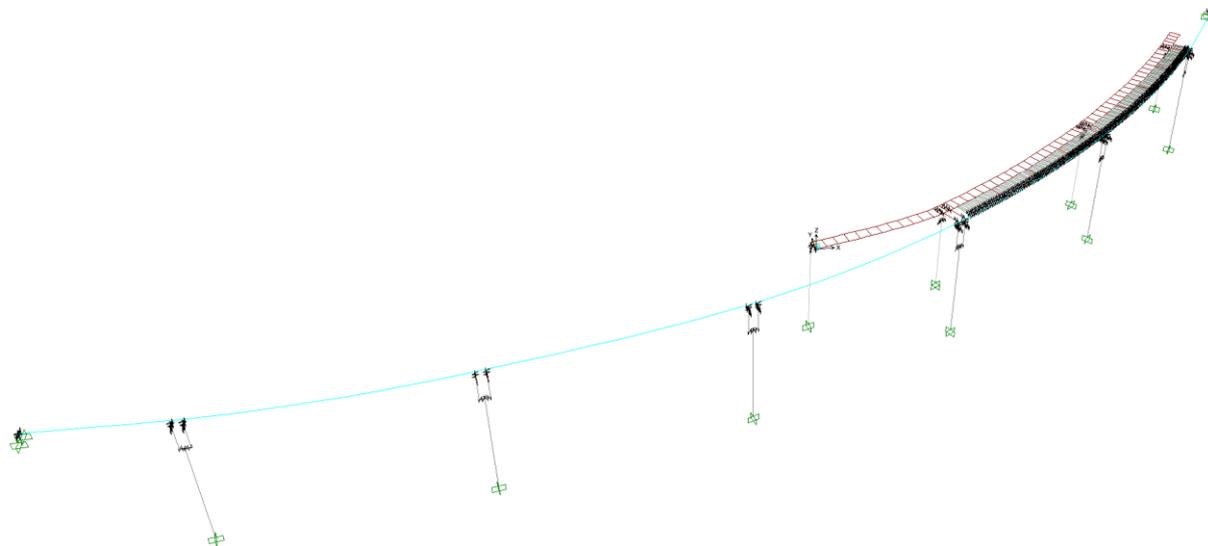


Figura 16 – Geometria del modello di calcolo – Strutture solidarizzate

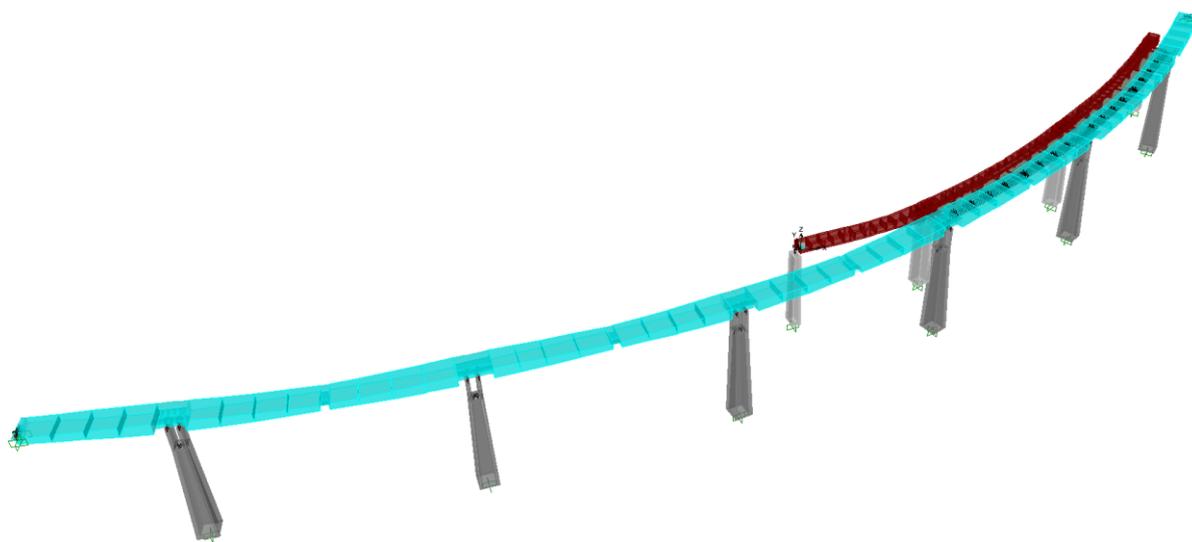


Figura 17 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo – Strutture solidarizzate

Il modello ad elementi finiti è caratterizzato dalla definizione di gruppi nei quali 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 (SLV), 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).

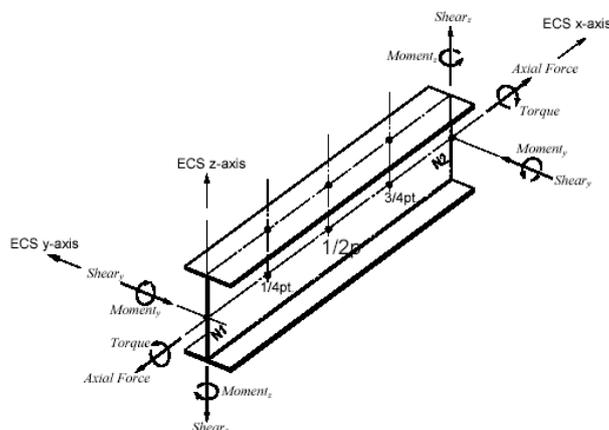


Figura 18 – Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna

5.2 Modellazione della connessione degli impalcati in affiancamento

Al fine di cogliere in maniera efficace gli effetti dei carichi accidentali agenti dopo la solidarizzazione delle due strutture, sono stati introdotti degli elementi di connessione tra i due impalcati, costituiti da un frame rappresentante lo sbalzo laterale del viadotto di nuova realizzazione di altezza pari a 33 cm “soletta”, da un frame rappresentante lo sbalzo del viadotto esistente di altezza variabile da 50 cm a 25 cm “var1”, connessi al baricentro dell’impalcato esistente “cassone x-y” mediante un link rigido. Inoltre a interasse 25 m circa sono collocati traversi in acciaio.

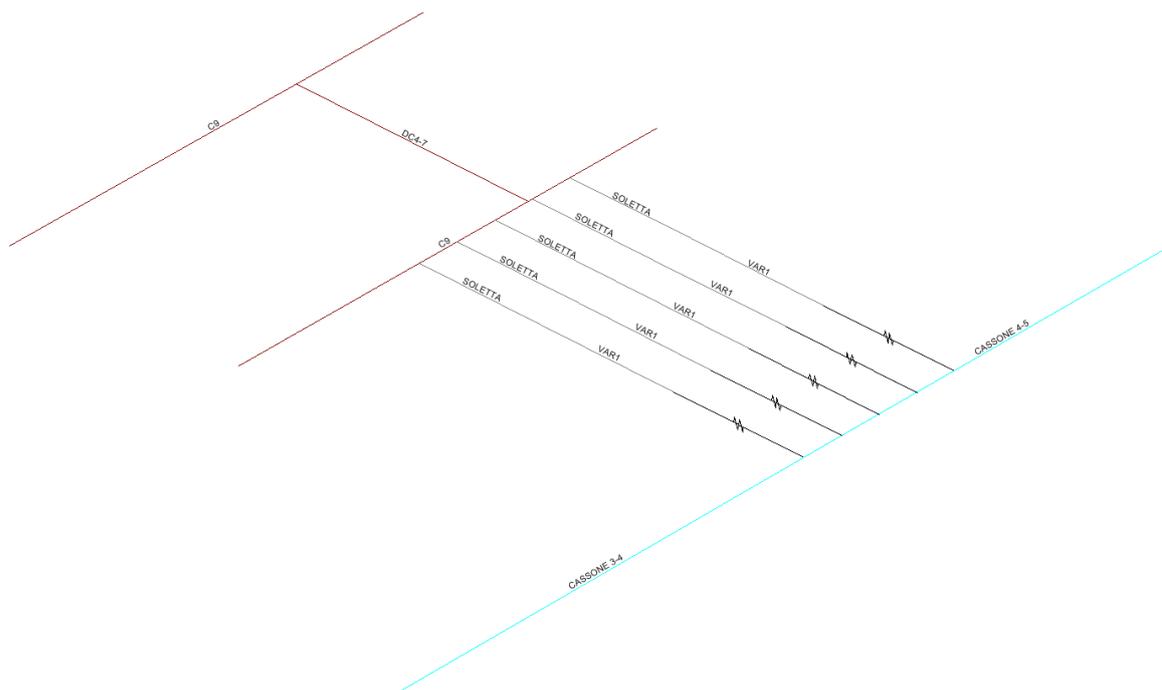


Figura 19 – Rappresentazione della connessione tra i due viadotti vista unifilare

5.3 Schema di vincolo dell'impalcato

Il vincolo dell'impalcato in allargamento nei confronti delle azioni statiche dirette come la linea d'asse è stato demandato alla spalla SP1 del viadotto Clarea. Per carichi statici in tale direzione si è verificato che la condizione dimensionante per la spalla è legata alle reazioni parassite ai vincoli scorrevoli su viadotto esistente e su allargamento. Tale condizione di carico risulta comunque compatibile con la resistenza della spalla esistente.

In condizioni sismiche, al contrario, mantenere un vincolo fisso su spalla porterebbe ad azioni non compatibili con la resistenza di detto elemento, anche considerando il solo viadotto Clarea in assenza di allargamento. Tale condizione è evidentemente destinata ad aggravarsi a causa delle masse aggiunte del tratto in allargamento.

Per limitare la forza orizzontale massima trasmessa alla spalla si sono impiegati quindi smorzatori viscosi in grado di limitare ad un valore prestabilito l'azione trasmessa, e di dissipare l'energia del moto sismico mediante il trafileamento del fluido viscoso con valori di forza praticamente costante. Tali elementi sono stati tarati in modo da attivarsi per un valore di carico superiore quello dimensionante in condizioni statiche, comunque inferiore a quello di lavoro in condizioni sismiche, in modo da mantenere la condizione di vincolo fisso in tutte le condizioni non sismiche.

In particolare si prevedono 4 elementi di portata pari a 3000 KN e corsa di ± 200 mm sulla spalla del viadotto Clarea (tipo OP o similare).

In corrispondenza degli appoggi del nuovo impalcato in affiancamento saranno predisposti degli "shock transmitters" in direzionale trasversale in grado di creare un appoggio fisso nei confronti delle azioni dinamiche e di permettere i movimenti lenti delle strutture, per esempio quelli prodotti dalle dilatazioni termiche.

A seguire si riporta in forma tabellare la descrizione dei sistemi di vincolo adottata nelle due diverse modellazioni statica e sismica.

5.3.1 Sistema di vincolo in condizioni statiche

POSIZIONE	APP1	APP2	APP3
SP1 - CLAREA	MULTID.	UNID-T	UNID.-L
P1-P6	MULTID.	UNID.-L	MULTID.
SP2 - CLAREA	MULTID.	-	UNID.-L

Impalcato esistente

POSIZIONE	APP1	APP2
UP6 lato UP5	ISOLATORE AD ATTRITO (k_{stat})	ISOLATORE AD ATTRITO (k_{stat})
UP6 lato UP7	MULTID.	UNID.-L
UP7- UP8-UP9	MULTID.	MULTID.

Impalcato in progetto

Nel modello di calcolo gli appoggi sono stati modellati con elementi beam di altezza circa 50 cm, di elevata rigidezza assiale. Gli assi locali degli elementi “appoggio” sono orientati in direzione tangenziale e perpendicolare rispetto all’asse impalcato. Il grado di vincolo è stato modellato attraverso la funzione “beam-end release”, con la quale vengono “rilasciati” i vincoli alla rotazione, alla traslazione longitudinale e alla traslazione trasversale, fatta eccezione per gli appoggi centrali del Viadotto Clarea e l’appoggio lato esterno curva sulla pila UP6 che trasmettono alle pile le forze trasversali agenti sull’impalcato.

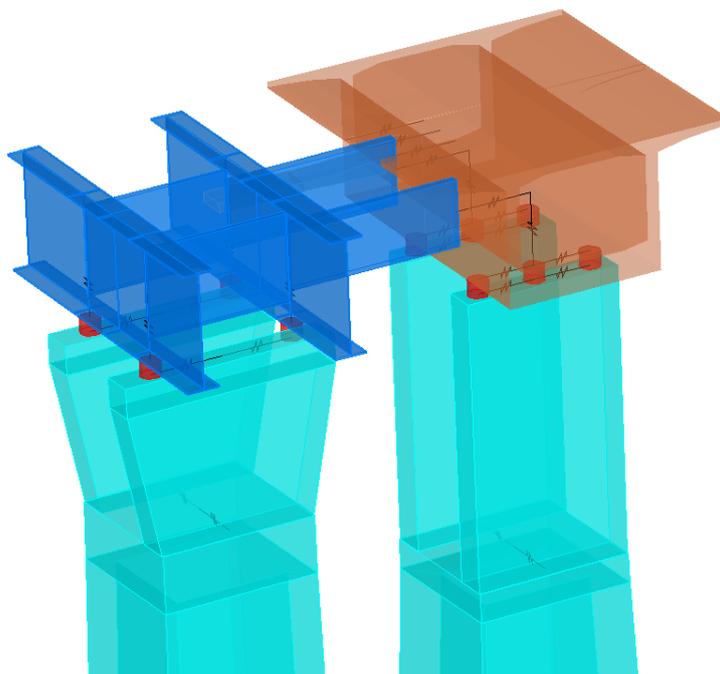


Figura 20 – Modellazione degli apparecchi d'appoggio su pila

In condizioni statiche, in corrispondenza della spalla SP1 è stato imposto un vincolo alla traslazione longitudinale, diretto tangenzialmente all’asse impalcato.

5.3.2 Sistema di vincolo in condizioni sismiche

POSIZIONE	APP1	APP2	APP3
SP1	MULTID.	SMORZATORE VISCOSO (Kdin)	MULTID.
P1÷P6	MULTID.	UNID.-L	MULTID.
SP2	MULTID.	-	MULTID.

POSIZIONE	APP1	APP2
UP6 lato UP5	ISOLATORE AD ATTRITO (Ksism)	ISOLATORE AD ATTRITO (Ksism)
UP6 lato UP7	MULTID.	UNID.-L
UP7- UP8-UP9	MULTID.	UNID.-L

Per la descrizione della modellazione degli apparecchi d'appoggio si rimanda al §0. A differenza delle condizioni di carico statiche, sulle pile UP7, UP8 e UP9, grazie al contributo degli "shock transmitters", è stato imposto un vincolo alla traslazione trasversale anche in corrispondenza degli appoggi lato interno curva sull'impalcato nuovo.

In condizioni sismiche, in corrispondenza della spalla SP1 è stato imposto un vincolo cedevole alla traslazione longitudinale, diretto tangenzialmente all'asse impalcato. Maggiori dettagli sui sui valori delle rigidezze adottate per gli isolatori tra le pile UP1÷UP6, presenti nel modello di calcolo, sono riportate al §5.5 o nella relazione di calcolo C04CC16166NV02W2ECLOC05010 relativa alle sottostrutture del Viadotto B.

Il valore di rigidezza adottato per gli smorzatori viscosi è riportato al §5.5.2.

5.4 Modello viadotti condizioni di carico statiche

5.4.1 Fase 1

Come è stato accennato nell'introduzione del capitolo 5, i 2 impalcati sono stati studiati in modo indipendente in condizione di carichi permanenti:

- Modello di calcolo del solo Viadotto Clarea soggetto al peso proprio e ai carichi permanenti portati
- Modello di calcolo del solo impalcato nuovo soggetto al peso proprio, al peso del getto di soletta e ai carichi permanenti portati

Per la descrizione dell'entità dei carichi permanenti si rimanda al §6.

5.4.2 Fase 2

E' stata poi condotta l'analisi della struttura completa, con l'impalcato di nuova costruzione collegato all'esistente mediante soletta e traversi e soggetto alle condizioni di carico variabili.

Per la descrizione dell'entità dei carichi variabili in condizioni statiche si rimanda al §6.

5.5 Modello viadotti condizioni di carico sismiche

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 %. A conferma dei risultati delle analisi in spettro di risposta, sono state condotte inoltre delle analisi "time-history".

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	± 0.30	± 1.00	± 0.30
E_2	± 1.00	± 0.30	± 0.30
E_3	± 0.30	± 0.30	± 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.

Per effetto della presenza degli smorzatori viscosi e degli isolatori sulla pila UP6, è stato adottato uno spettro di risposta elastico smorzato con $q=1$. E' stato ritenuto opportuno adottare in condizioni sismiche un'inerzia flessionale delle pile ridotta, in considerazione della fessurazione delle pile stesse, soggette a queste azioni sollecitanti.

Dall'analisi modale effettuata sul modello di calcolo, e riassunta nel seguente paragrafo, risulta un periodo associato al primo modo pari a $T_s = 3.30$ sec. Si è apportata quindi, a partire da $0.8 T_s$, la modifica dello spettro in accelerazione SLV, a seguire riportato.

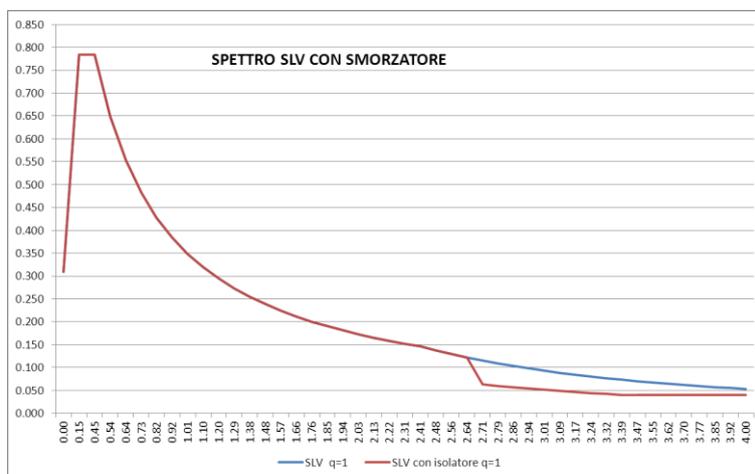


Figura 21 – Caratteristiche dello spettro di risposta smorzato

5.5.1 Analisi modale

Si riportano a seguire i risultati dell'analisi modale eseguita sul modello di calcolo. In particolare si riportano in figura le deformate, il periodo e le masse partecipate associate ai primi 2 modi del sistema.

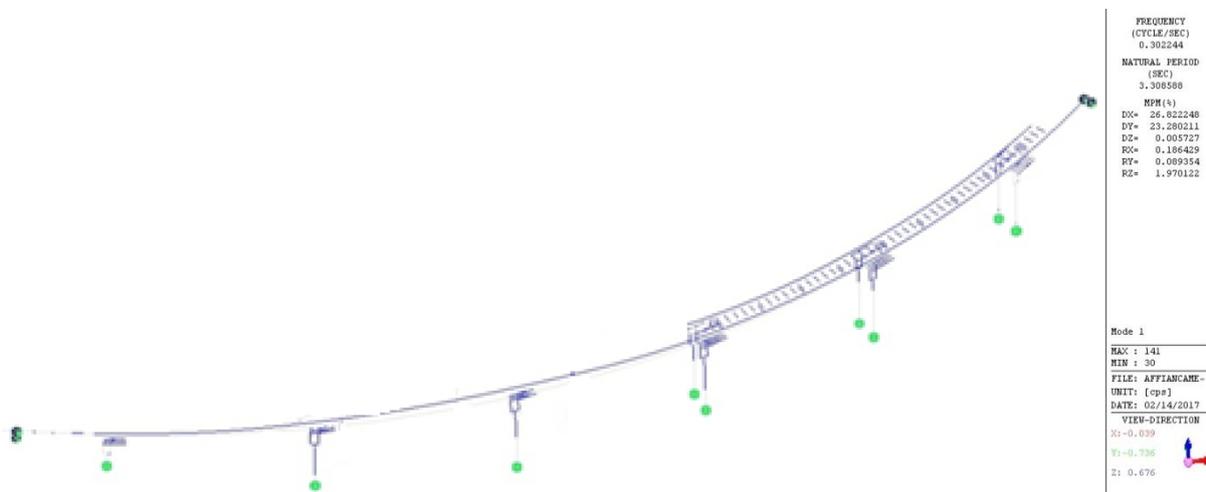


Figura 22 – Deformata associata al primo modo di vibrare

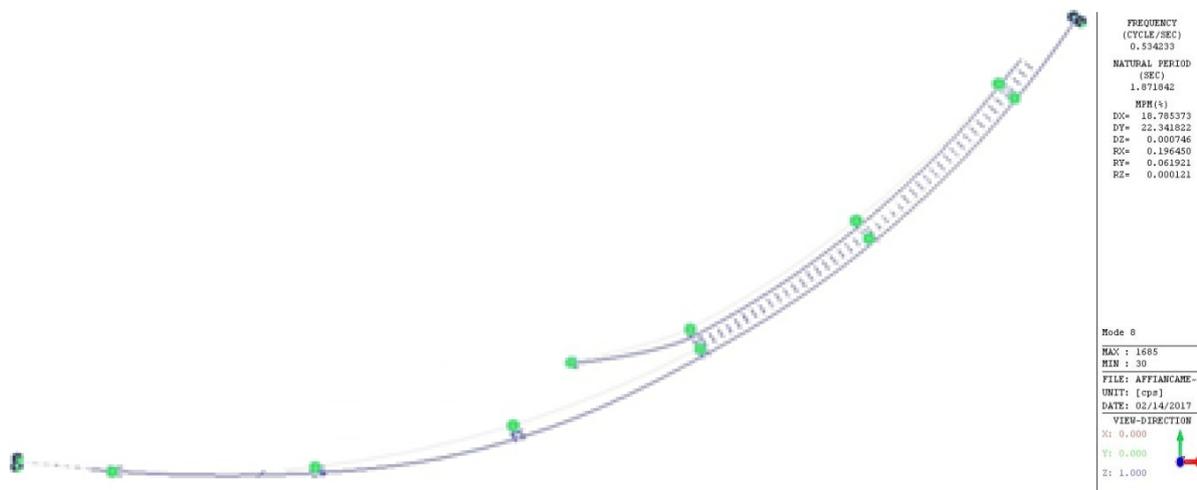


Figura 23 – Deformata associata al secondo modo di vibrare dell'affiancamento

Come si può vedere dai risultati riportati nelle precedenti immagini, ai primi 2 modi è associata una massa di partecipazione nelle 2 direzioni principali x e y pari a circa il 45%.

Alla prima forma modale è associata una deformata prevalente longitudinale, grazie alla presenza dello smorzatore sulla spalla SP1. In corrispondenza del secondo modo prevale invece una deformata trasversale, corrispondente al primo modo del sistema non smorzato. Per questa ragione, considerando la capacità dissipativa della struttura in direzione trasversale, le sollecitazioni trasversali a base pila, ad eccezione della pila UP6 che presenta un isolatore lato impalcato B, saranno divise per un coefficiente di struttura pari a 1.5.

5.5.2 Caratteristiche degli smorzatori viscosi

La presenza degli smorzatori viscosi sulla spalla SP1 è stata modellata mediante l'inserimento di molle elastiche orientate in direzione longitudinale all'impalcato. La valutazione della rigidezza di queste molle è stata eseguita mediante una procedura iterativa, a partire dal legame forza-spostamento associato al carico di progetto degli smorzatori, ovvero 12000 kN.

I risultati delle analisi hanno condotto al seguente valore di rigidezza:

$$K_{SP1} \cong 103500 \text{ kN/m}$$

5.5.3 Caratteristiche dei dispositivi d'isolamento

Per le caratteristiche dei dispositivi d'isolamento adottati sulla pila UP6, lato Viadotto B si rimanda alla relazione di calcolo C04CC16166NV02W2ECLOC05010 relativa alle sottostrutture del Viadotto B.

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 della struttura in acciaio per maggiori dettagli.

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 in c.ap. – Viadotto Clarea esistente

Il peso proprio dell'impalcato in c.a.p. esistente è stato calcolato in modo automatico dal programma di calcolo, avendo inserito in maniera accurata nel modello la geometria della sezione trasversale e la sua variabilità tra la mezzera e le pile. Il valore del peso di ogni campata è stato poi confrontato con quello ricavato dagli elaborati di progetto.

6.2 Carichi permanenti portati – Viadotto Clarea esistente

Si riportano i dettagli dei carichi permanenti portati relativi a 100 m di impalcato.

Elemento - Veletta	n	L _x	L _y	L _z	γ	g _k	g [*] _k	G _k
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]
Veletta	2	100.000	-	-	-	-	1	200
TOTALE								200

Elemento - New Jersey	n	L _x	A _{yz}	L _z	γ	g _k	g [*] _k	G _k
[-]	[-]	[m]	[m ²]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]
New Jersey (+ cordolo inf.)	2	100.000	0.530	-	25	-	-	2650
TOTALE								2650

Elemento - Cordolo	n	L _x	A _{yz}	L _z	γ	q _k	q [*] _k	Q _k
[-]	[-]	[m]	[m ²]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]
Cordolo laterale	1	100.000	0.070	-	25	-	-	175
TOTALE								175

Elemento - Pavimentazione	n	L _x	L _y	L _z	γ	q _k	q [*] _k	Q _k
[-]	[-]	[m]	[m]	[m]	[kN/m ³]	[kN/m ²]	[kN/m]	[kN]
Pavimentazione	1	100.000	8.930	-	-	3.0	-	2679
TOTALE								2679

Risulta un carico di 57 kN/m sull'impalcato esistente, applicato nella parte non interessata dall'allargamento. Nella parte in affiancamento, considerando la rimozione di uno dei 2 New-Jersey, risulta un carico permanente portato di 45 kN/m.

6.3 Peso proprio impalcato metallico

Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato considerando un peso per unità di volume dell'acciaio pari a $\gamma_s=78,50$ kN/m³. Il peso della struttura metallica è stato valutato per ogni campata sulla base delle caratteristiche geometriche di travi e traversi, valutati sulla base dei disegni di progetto, incrementato del 40% per considerare la presenza di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc. Per maggiori dettagli si rimanda agli elaborati grafici di carpenteria metallica.

Complessivamente è stato considerato un carico di 60 kN/m lineare rappresentativo del peso della struttura metallica tra la pila UP9 e la pila UP7 e di 55 kN/m tra la pila UP7 e la pila UP6.

6.3.1 Peso proprio soletta in c.a.

Si considera la sezione trasversale dell'impalcato, avente una larghezza variabile. Al fine di una modellazione più accurata sono state effettuate due ripartizioni. In particolare:

- Campata da UP6 a UP7 → L=8.75÷10.00 m
- Campata da UP7 a UP9 → L=10 m

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

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

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

Di seguito si riportano i carichi a metro lineare per le due tratte:

Soletta	L_{sol} [cm]	p_{sol} [kN/m]
Da UP6 a UP7	875÷1000	≈75
Da UP7 a UP9	1000	≈85

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

6.3.2 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 (sia per le pile esistenti, sia per quelle in progetto) sulla base della loro geometria e del peso specifico assegnato al calcestruzzo pari a 25 kN/m^3 .

6.4 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:

$$q_{\text{marc.}} = 0,15 \cdot 25,00 = 3,75 \text{ kN/m}^2 \quad \text{marciapiedi}$$

$$q_{\text{Strad.}} = 3,00 \text{ kN/m}^2 \quad \text{massicciata stradale}$$

$$q_{\text{Barriera}} = 1,50 \text{ kN/m} \quad \text{guardrail}$$

$$q_{\text{Par.}} = 1,50 \text{ kN/m} \quad \text{parapetto bordo ponte}$$

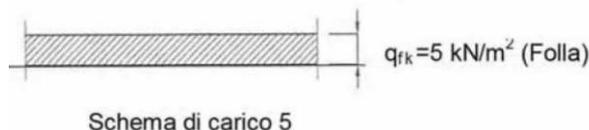
$$q_{\text{Smalt.acque.}} = 0,50 \text{ kN/m} \quad \text{smaltimento acque}$$

Di seguito si riportano i carichi a metro lineare per le 2 tratte:

Permanenti	L_{sol} [cm]	P_{perm} [kN/m]
Da UP6 a UP7	875÷1000	40/42
Da UP7 a UP9	1000	45

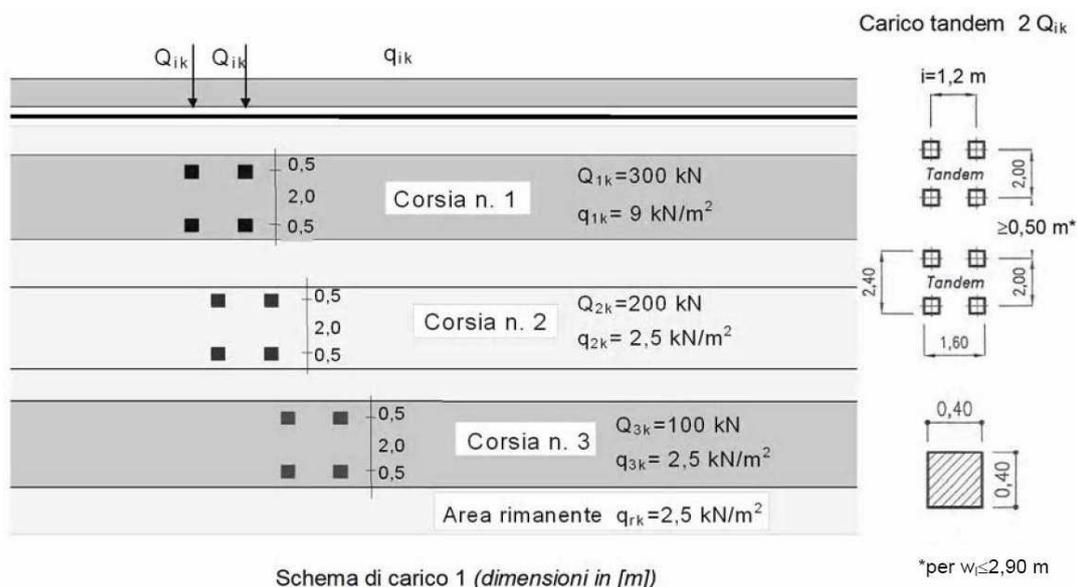
6.5 Carichi Accidentali folla

Il D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1a categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di 5 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 m.



6.6 Carichi Accidentali 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
Corsia numero 4		2,50
Corsia numero 5		2,50
Area rimanente		2,50

Per chiarire la numerazione delle corsie si riporta quanto specificato al 5.1.3.3.2 del DM2008. Quando la carreggiata è costituita da due parti separate portate da uno stesso impalcato, le corsie sono numerate considerando l'intera carreggiata, cosicché vi è solo una corsia 1, solo una corsia 2 ecc, che possono appartenere alternativamente ad una delle due parti.

Quando la carreggiata consiste di due parti separate portate da due impalcati indipendenti, per il progetto di ciascun impalcato si adottano numerazioni indipendenti.

Quindi per la sola zona adiacente alla pila 8, cui si affianca la UP7 di nuova realizzazione, in corrispondenza della quale i due impalcati si dividono, si adottano due numerazioni delle corsie. Nella restante zona, l'intera carreggiata viene suddivisa in corsie convenzionali con un'unica numerazione.

6.6.1 Sottocaso 1 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico Q1 gravante su entrambi gli impalcati

Impalcati considerati separati – valida per i seguenti tratti:

Impalcato esistente da pila P4 a spalla SP1

Impalcato di nuova realizzazione da pila UP4 (NUOVA) a pila UP3 (NUOVA)

Carichi accidentali Schema 1 su Allargamento Salita

- Colonna di carico 1 e colonna di carico 2 (3 m);
- Rimanenza su 1,85 m.

Carichi accidentali Schema 1 su Clarea Esistente

- Colonna di carico 1 e colonna di carico 2 (3 m);
- Rimanenza su 2,95 m.

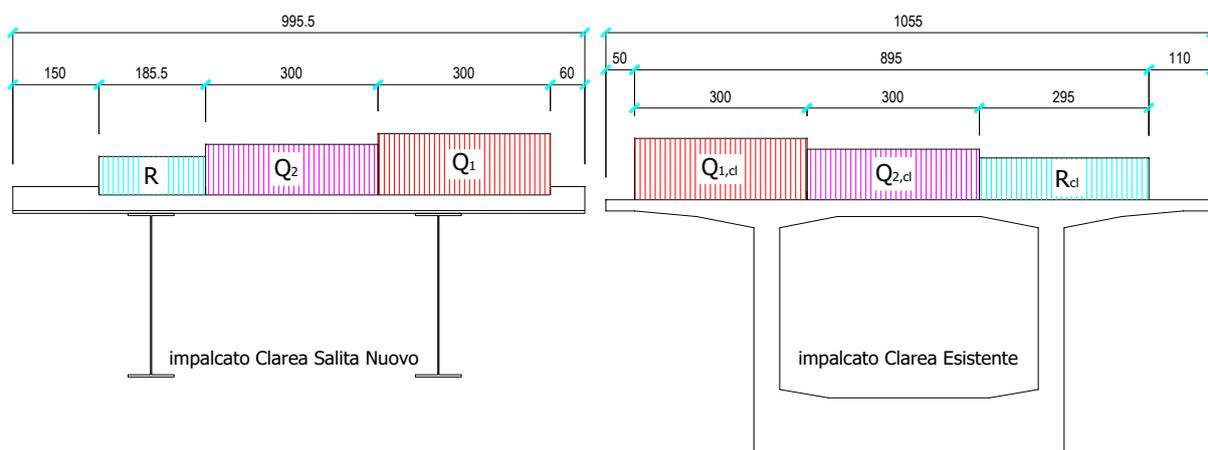


Figura 24 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 1

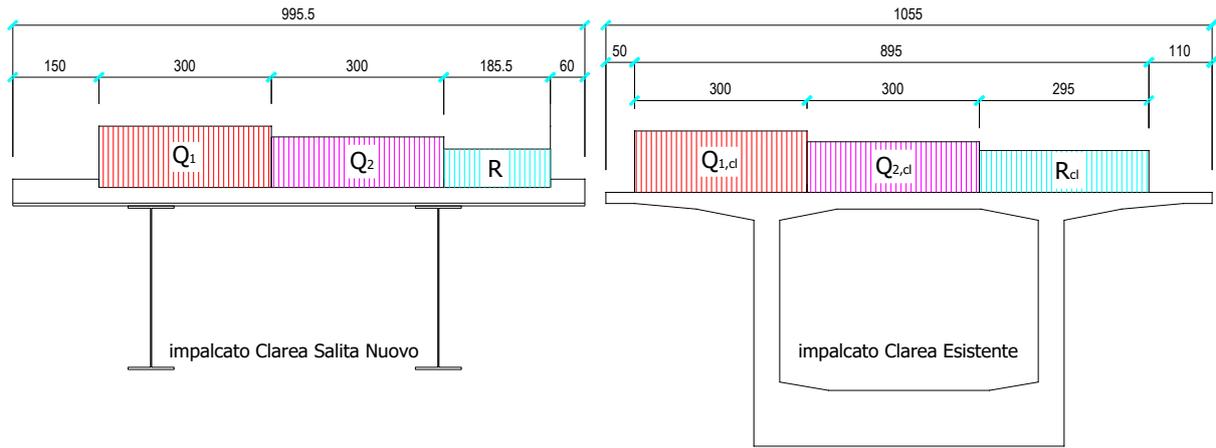


Figura 25 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 1

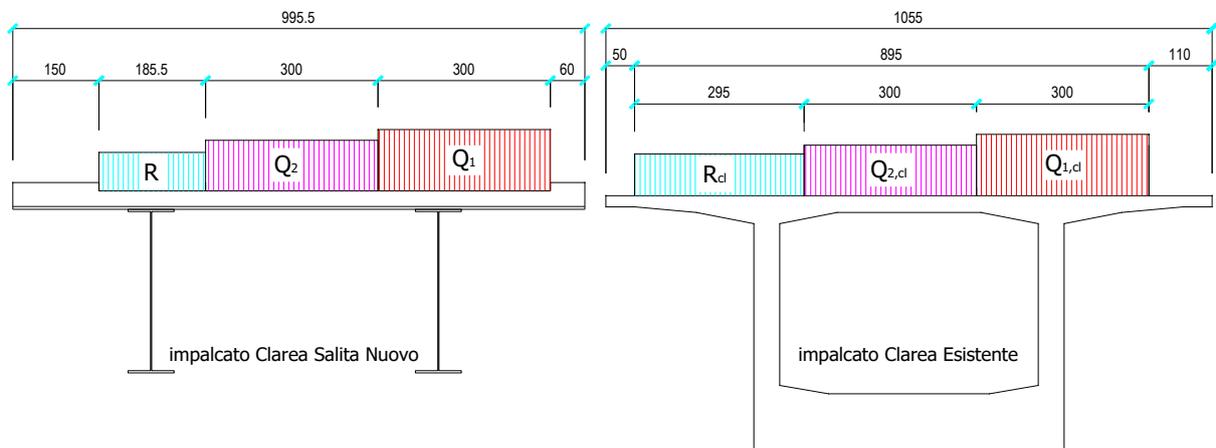


Figura 26 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 1

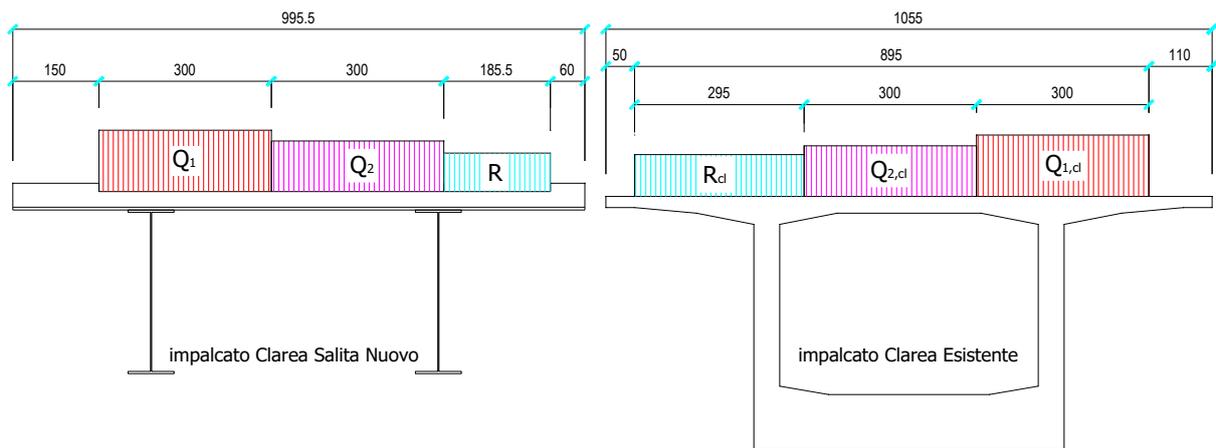


Figura 27 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 1

6.6.2 Sottocaso 2 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico $Q1$ gravante sull'impalcato esistente

Impalcati considerati uniti – valida per i seguenti tratti:

Impalcato esistente da pila P6 a pila SP2

Impalcato di nuova realizzazione da pila UP7 (NUOVA) a pila UP9 (NUOVA)

Carichi accidentali Schema 1 su Allargamento Discesa

- Colonna di carico 3 e rimanenza (3 m).

Carichi accidentali Schema 1 su Clarea Esistente

- Colonna di carico 1 e colonna di carico 2 (3 m);
- Rimanenza su 3,45 m.

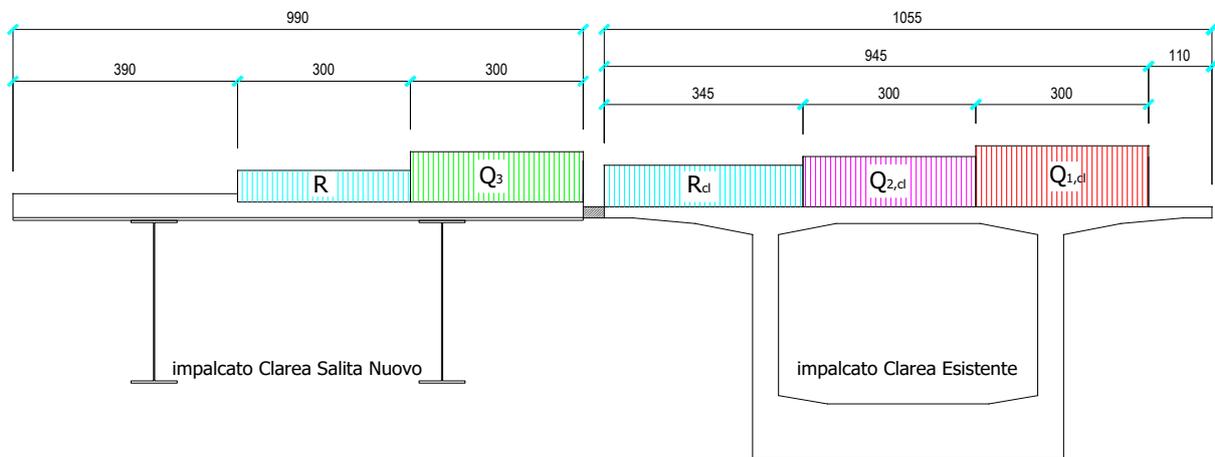


Figura 28 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 2

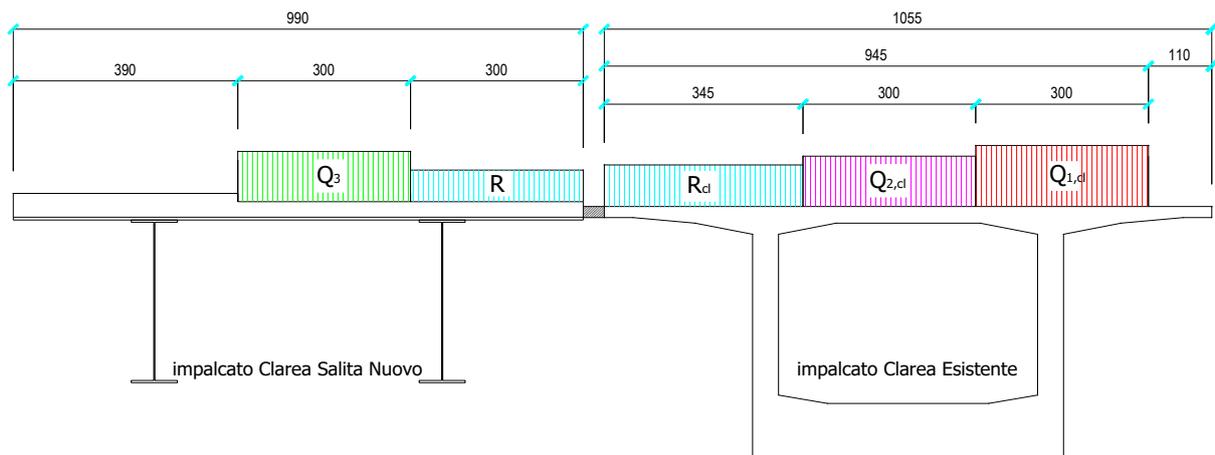


Figura 29 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 2

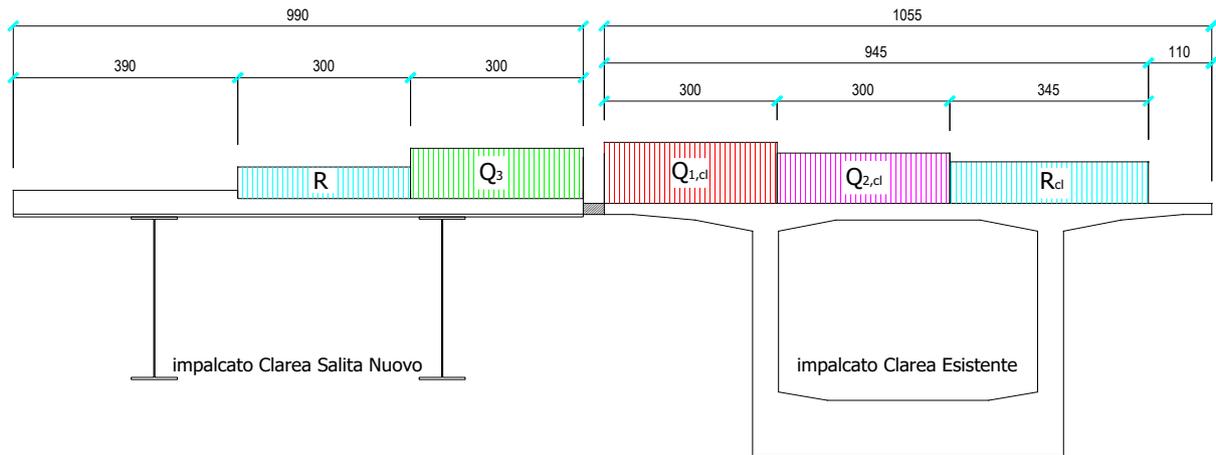


Figura 30 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 2

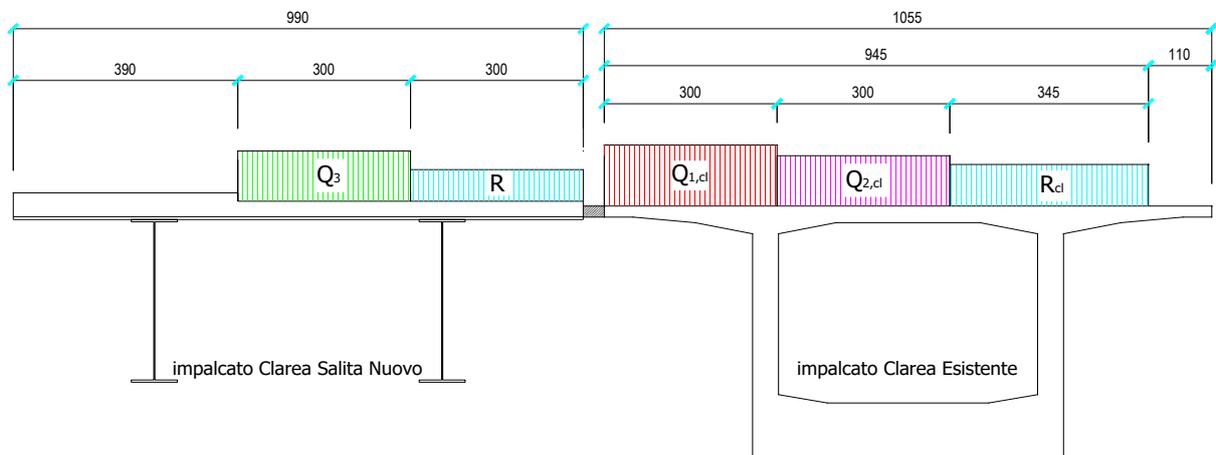


Figura 31 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 2

6.6.3 Sottocaso 3 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico Q1 gravante sull'impalcato di nuova realizzazione

Impalcati considerati uniti – valida per i seguenti tratti:

- Impalcato esistente da spalla SP3 a pila P8
 Impalcato di nuova realizzazione da pila UP7 (NUOVA) a pila UP9 (NUOVA)

Carichi accidentali Schema 1 su Allargamento Discesa

- Colonna di carico 1 e colonna di carico 2 (3 m).

Carichi accidentali Schema 1 su Clarea Esistente

- Colonna di carico 3 (3 m);
- Rimanenza su 6,45 m.

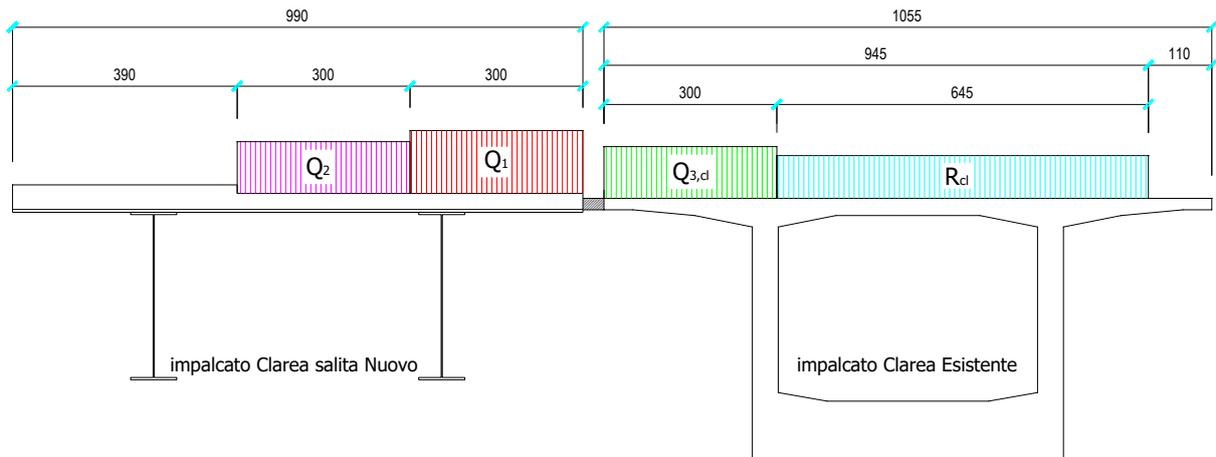


Figura 32 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 3

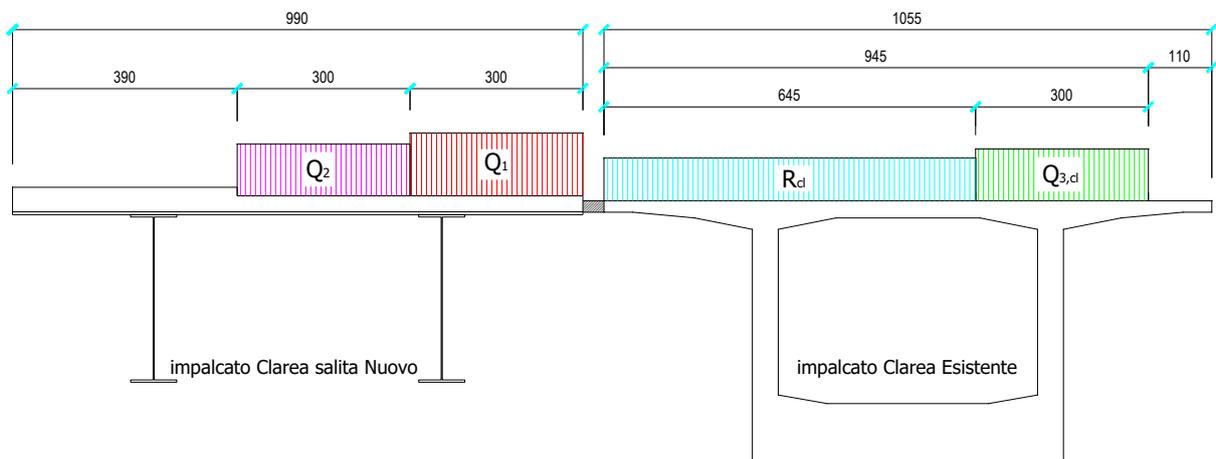


Figura 33 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 3

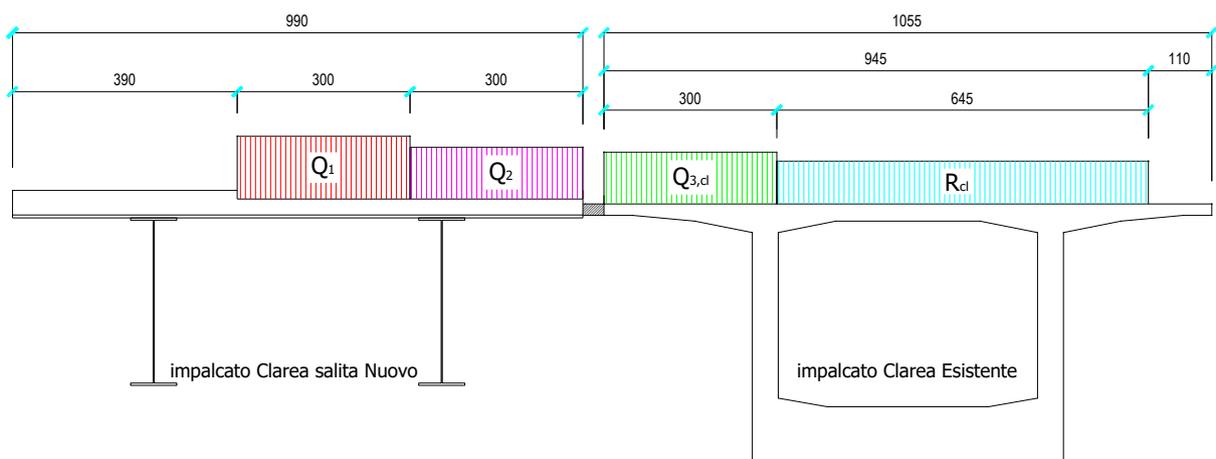


Figura 34 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 3

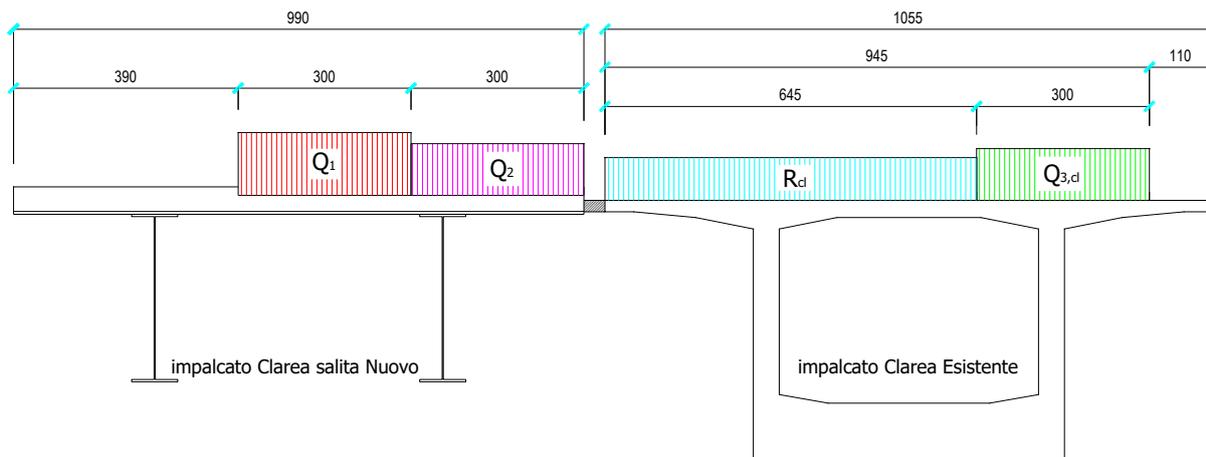


Figura 35 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 3

6.6.4 Azione longitudinale di frenamento

Per i ponti di 1^a categoria, la forza di frenamento o di accelerazione è pari a:

$$180 \text{ kN} \leq q_3 = 0.6 (2Q_{1k}) + 0.10 q_{1k} w_1 L \leq 900 \text{ kN}$$

dove:

- $Q_{1k} = 300 \text{ kN}$ è il carico per asse sulla corsia convenzionale 1;
- $q_{1k} = 9 \text{ kN/m}^2$ è il carico distribuito sulla corsia convenzionale 1;
- $w_1 = 3 \text{ m}$ è la larghezza della corsia convenzionale 1;
- L è la lunghezza della zona caricata;

Pertanto risulta:

VIADOTTO	L [m]	Forza di frenamento risultante [kN]	Forza di frenamento progetto [kN]
CLAREA ESISTENTE + ALLARGAMENTO IN SALITA	600m	1980 kN	900 kN
RAMPA DI USCITA UP6-UP7	61.2m	526 kN	526 kN

Questa forza, applicata a livello della pavimentazione ed agente lungo l'asse della corsia convenzionale, è stata assunta uniformemente distribuita sulla lunghezza caricata.

6.6.5 Azione trasversale centrifuga

In funzione del raggio di curvatura dei viadotti, si valuta convenzionalmente la forza centrifuga, con la formula di normativa:

Raggio di curvatura [m]	Q_4 [kN]
$R < 200$	$0,2 \cdot Q_v$
$200 \leq R \leq 1500$	$40 \cdot Q_v / R$
$1500 \leq R$	0

Dove Q_v è il carico totale dovuto agli assi tandem dello schema di carico 1 agente sul ponte:

$$Q_v = \sum 2 \times Q_{ik}$$

Pertanto risulta:

VIADOTTO	R [m]	Forza centrifuga risultante [kN]
RAMPA DI USCITA UP6-UP7	240m	167 kN
CLAREA ESISTENTE + ALLARGAMENTO IN SALITA	500m	96 kN

6.7 Azione del vento

Si adotta una pressione orizzontale dovuta al vento pari a circa 1.93 kN/m^2 , risultante nei seguenti carichi lineari variabili a tratti:

$$q = p_C \cdot h_i + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \quad [\text{kN/m}]$$

$$ht = 3,00 \text{ m} \quad q = 1,926 \cdot 6,52 + 1,926 \cdot 0,20 \cdot 2,60 + 1,926 \cdot 0,805 \cdot 2,40 = 17,28 \text{ kN/m}$$

$$ht = 3,50 \text{ m} \quad q = 1,926 \cdot 7,02 + 1,926 \cdot 0,20 \cdot 3,60 + 1,926 \cdot 0,907 \cdot 2,40 = 19,10 \text{ kN/m}$$

$$ht = 5,00 \text{ m} \quad q = 1,932 \cdot 8,52 + 1,932 \cdot 0,20 \cdot 3,60 + 1,932 \cdot 0,907 \cdot 2,40 = 22,06 \text{ kN/m}$$

Applicando il carico orizzontale distribuito a quota estradosso soletta, il momento torcente derivante dalla pressione del vento viene calcolato in automatico dal programma di calcolo.

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").

Sull'impalcato esistente essendo presente una barriera fonoassorbente si utilizza un'altezza pari a 4,00 m.

6.8 Resistenze parassite dei vincoli (Q7)

Il carico di riferimento per la valutazione delle forze d'attrito è costituito dal peso proprio e permanente dell'impalcato.

Per gli appoggi scorrevoli in corrispondenza dell'impalcato nuovo e di quello esistente, in accordo con la norma "UNI EN 1337 - Appoggi strutturali", è stato considerato un coefficiente d'attrito pari al 3%. In corrispondenza, invece all'isolatore presente sulla pila UP6, è stato adottato un coefficiente di attrito pari al 9% (vd. Relazione C04CC16166NV02W2ECL0C05010 relativa alle sottostrutture del Viadotto B).

6.9 Effetti della temperatura

6.9.1 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:

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

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

6.9.2 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 di valore pari a $15 \text{ }^{\circ}\text{C}$ per l'impalcato a struttura mista e pari a 10° (vd. “concrete box girder”) per l'impalcato in c.a.p., in accordo a quanto affermato nella normativa EN1991-1-5, Tabella 6.1.

6.10 Effetti dovuti al ritiro

Naturalmente il ritiro dell'impalcato in c.a.p. esistente risulta completamente scontato. Si tratta quindi di valutare gli effetti del ritiro sulle 2 strutture solidarizzate.

Considerando che, al momento della solidarizzazione tra i 2 impalcati, l'impalcato in progetto abbia già scontato una quota parte del ritiro, si adotta un ε_{cs} % pari a $2/3$ di quello totale.

$$\varepsilon_{cs \text{ rid}} \% = -2/3 \times (0.026776\%) = 0.01785\%$$

6.11 Cedimenti differenziali

Gli effetti dei cedimenti differenziali non risultano significativi per il dimensionamento delle pile.

6.12 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.

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti strutturali	<i>Favorevoli</i>	γ_{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>	γ_{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_x (kN) = Forza di taglio in direzione longitudinale

F_y (kN) = Forza di taglio in direzione trasversale

F_z (kN) = Azione assiale

M_x (kN*m) = Momento flettente trasversale

M_y (kN*m) = Momento flettente longitudinale

M_z (kN*m) = Momento torcente

	Load	F _x (kN)	F _y (kN)	F _z (kN)	M _x (kN*m)	M _y (kN*m)	M _z (kN*m)
UP6	PP+PERM	31	-15	-15180	-747	1227	16
	PP+PERM	31	-15	-15180	-747	1227	16
	PP+PERM	31	-15	-15180	-747	1227	16
	PP+PERM	31	-15	-15180	-747	1227	16
	PP+PERM	31	-15	-15180	-747	1227	16
	PP+PERM	31	-15	-15180	-747	1227	16
UP7	PP+PERM	0	27	-27924	-9732	29112	-195
	PP+PERM	0	27	-27924	-9732	29112	-195
	PP+PERM	0	27	-27924	-9732	29112	-195
	PP+PERM	0	27	-27924	-9732	29112	-195
	PP+PERM	0	27	-27924	-9732	29112	-195
	PP+PERM	0	27	-27924	-9732	29112	-195
UP8	PP+PERM	0	-3	-34768	-5161	18910	-957
	PP+PERM	0	-3	-34768	-5161	18910	-957
	PP+PERM	0	-3	-34768	-5161	18910	-957
	PP+PERM	0	-3	-34768	-5161	18910	-957
	PP+PERM	0	-3	-34768	-5161	18910	-957
	PP+PERM	0	-3	-34768	-5161	18910	-957
UP9	PP+PERM	0	-10	-22718	1845	-38908	-148
	PP+PERM	0	-10	-22718	1845	-38908	-148
	PP+PERM	0	-10	-22718	1845	-38908	-148
	PP+PERM	0	-10	-22718	1845	-38908	-148
	PP+PERM	0	-10	-22718	1845	-38908	-148
	PP+PERM	0	-10	-22718	1845	-38908	-148

Sollecitazioni a quota spiccato pila in condizioni di carico permanente

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
UP6	E1 (max)	915	2997	-13682	82958	17584	3275
	E2 (max)	1847	2388	-13600	72128	34833	2944
	E3 (max)	729	1393	-13746	37370	13552	1507
	E1 (min)	-853	-3026	-16678	-84453	-15130	-3242
	E2 (min)	-1786	-2417	-16759	-73623	-32378	-2911
	E3 (min)	-668	-1422	-16614	-38865	-11097	-1474
UP7	E1 (max)	3253	5192	-18355	83200	94434	3918
	E2 (max)	4609	4821	-18714	79081	121472	3568
	E3 (max)	2450	2486	-21783	33467	77050	1772
	E1 (min)	-3253	-5137	-37494	-102664	-36210	-4308
	E2 (min)	-4609	-4767	-37135	-98545	-63248	-3957
	E3 (min)	-2450	-2431	-34065	-52931	-18827	-2161
UP8	E1 (max)	4922	4447	-22767	75503	120613	2378
	E2 (max)	5967	4300	-22948	74367	142041	2039
	E3 (max)	2787	2173	-26575	32957	76448	597
	E1 (min)	-4922	-4453	-46769	-85824	-82794	-4292
	E2 (min)	-5967	-4305	-46588	-84688	-104222	-3954
	E3 (min)	-2787	-2178	-42962	-43278	-38629	-2512
UP9	E1 (max)	4956	2753	-17112	46295	75101	3862
	E2 (max)	4334	2682	-17198	44899	60996	3845
	E3 (max)	2539	1366	-19116	22966	17098	1878
	E1 (min)	-4956	-2773	-28323	-42605	-152918	-4158
	E2 (min)	-4334	-2702	-28237	-41209	-138813	-4141
	E3 (min)	-2539	-1386	-26320	-19276	-94914	-2174

Sollecitazioni a quota spiccato pila in condizioni sismiche

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
UP6	COMB1 (max)	585	927	-18888	40924	24679	864
	COMB2 (max)	939	111	-18901	12662	31210	219
	COMB3 (max)	581	1450	-19036	56624	23836	1255
	COMB4 (max)	1171	91	-19059	9521	34721	179
	COMB5 (max)	581	1020	-19049	42032	23801	824
	COMB6 (max)	1562	114	-19058	10536	53544	212
	COMB7 (max)	594	923	-18836	38290	24234	839
UP7	COMB1 (max)	492	347	-34952	5592	88775	166
	COMB2 (max)	858	37	-35983	1339	92871	168
	COMB3 (max)	492	554	-34563	5353	82329	166
	COMB4 (max)	1103	37	-36281	-1736	89155	169
	COMB5 (max)	492	347	-35165	2504	81080	166
	COMB6 (max)	858	37	-36230	-1621	85290	168
	COMB7 (max)	492	347	-34942	3859	82582	166
UP8	COMB1 (max)	788	343	-44564	9393	86165	-1038
	COMB2 (max)	1192	-4	-45982	5494	93326	-1037
	COMB3 (max)	788	573	-43725	9133	78133	-1038
	COMB4 (max)	1461	-4	-46088	2634	90069	-1036
	COMB5 (max)	788	343	-44571	6532	78056	-1038
	COMB6 (max)	1192	-4	-46089	2654	85197	-1037
	COMB7 (max)	788	343	-44335	7197	78460	-1038
UP9	COMB1 (max)	318	275	-29450	16091	-36963	-18
	COMB2 (max)	659	-12	-30020	13466	-32055	-18
	COMB3 (max)	318	466	-29159	15276	-36991	-18
	COMB4 (max)	887	-12	-30110	10901	-28812	-18
	COMB5 (max)	318	275	-29516	13500	-37611	-18
	COMB6 (max)	659	-12	-30122	10889	-32766	-18
	COMB7 (max)	318	275	-29465	13826	-37194	-18

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)
UP6	COMB1 (max)	-488	-1018	-25493	-36294	-20717	-766
	COMB2 (max)	-842	-200	-25479	-7928	-27248	-124
	COMB3 (max)	-486	-1525	-24348	-53657	-19989	-1173
	COMB4 (max)	-1076	-161	-24325	-6382	-30874	-102
	COMB5 (max)	-486	-979	-24336	-34729	-19955	-862
	COMB6 (max)	-1466	-184	-24326	-7397	-49696	-135
	COMB7 (max)	-496	-993	-24546	-35144	-20286	-763
UP7	COMB1 (max)	-492	-274	-46895	-28940	-9429	-692
	COMB2 (max)	-858	37	-45856	-24680	-13533	-691
	COMB3 (max)	-492	-481	-45819	-30191	-4234	-692
	COMB4 (max)	-1103	37	-44086	-23092	-11075	-690
	COMB5 (max)	-492	-274	-45120	-27366	-3140	-692
	COMB6 (max)	-858	37	-44137	-23208	-7212	-691
	COMB7 (max)	-492	-274	-45408	-28773	-4384	-692
UP8	COMB1 (max)	-788	-350	-56402	-17943	-30858	-1547
	COMB2 (max)	-1192	-4	-54972	-14047	-38012	-1547
	COMB3 (max)	-788	-581	-55522	-19251	-23569	-1547
	COMB4 (max)	-1461	-4	-53139	-12758	-35493	-1547
	COMB5 (max)	-788	-350	-54567	-16681	-23468	-1547
	COMB6 (max)	-1192	-4	-53138	-12778	-30624	-1547
	COMB7 (max)	-788	-350	-54990	-17279	-23861	-1547
UP9	COMB1 (max)	-318	-302	-36201	-4072	-80192	-381
	COMB2 (max)	-659	-16	-35625	-1449	-85082	-382
	COMB3 (max)	-318	-493	-35422	-5059	-77393	-381
	COMB4 (max)	-887	-16	-34462	-687	-85543	-382
	COMB5 (max)	-318	-302	-35024	-3312	-76701	-381
	COMB6 (max)	-659	-16	-34450	-677	-81594	-382
	COMB7 (max)	-318	-302	-35134	-3585	-77261	-381

Involuppo 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)
UP6	COMB1 (max)	574	932	-13575	41186	24250	858
	COMB2 (max)	928	116	-13588	12924	30781	213
	COMB3 (max)	571	1455	-13723	56886	23407	1249
	COMB4 (max)	1160	96	-13746	9782	34292	173
	COMB5 (max)	571	1025	-13736	42294	23372	818
	COMB6 (max)	1551	119	-13745	10798	53114	206
	COMB7 (max)	583	928	-13523	38551	23805	833
UP7	COMB1 (max)	492	338	-25178	8998	78586	234
	COMB2 (max)	858	27	-26209	4745	82682	236
	COMB3 (max)	492	545	-24789	8759	72140	234
	COMB4 (max)	1103	27	-26508	1670	78966	238
	COMB5 (max)	492	338	-25391	5910	70891	234
	COMB6 (max)	858	27	-26457	1786	75101	236
	COMB7 (max)	492	338	-25169	7265	72393	234
UP8	COMB1 (max)	788	344	-32395	11199	79546	-703
	COMB2 (max)	1192	-3	-33813	7300	86708	-702
	COMB3 (max)	788	574	-31556	10940	71515	-703
	COMB4 (max)	1461	-3	-33919	4440	83450	-701
	COMB5 (max)	788	344	-32402	8338	71437	-703
	COMB6 (max)	1192	-3	-33920	4460	78579	-702
	COMB7 (max)	788	344	-32166	9003	71842	-703
UP9	COMB1 (max)	318	278	-21498	15446	-23345	33
	COMB2 (max)	659	-8	-22069	12821	-18438	34
	COMB3 (max)	318	469	-21208	14630	-23373	34
	COMB4 (max)	887	-8	-22159	10255	-15194	34
	COMB5 (max)	318	278	-21564	12854	-23993	33
	COMB6 (max)	659	-8	-22171	10243	-19148	34
	COMB7 (max)	318	278	-21514	13180	-23576	33

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)
UP6	COMB1 (max)	-499	-1013	-20180	-36032	-21147	-772
	COMB2 (max)	-853	-195	-20166	-7667	-27677	-129
	COMB3 (max)	-497	-1520	-19035	-53395	-20419	-1179
	COMB4 (max)	-1086	-156	-19012	-6120	-31303	-108
	COMB5 (max)	-497	-974	-19023	-34468	-20384	-868
	COMB6 (max)	-1477	-179	-19013	-7136	-50126	-141
	COMB7 (max)	-507	-988	-19233	-34882	-20716	-769
UP7	COMB1 (max)	-492	-283	-37122	-25533	-19618	-624
	COMB2 (max)	-858	27	-36082	-21274	-23722	-623
	COMB3 (max)	-492	-490	-36045	-26785	-14424	-624
	COMB4 (max)	-1103	27	-34313	-19686	-21264	-622
	COMB5 (max)	-492	-283	-35346	-23960	-13329	-624
	COMB6 (max)	-858	27	-34364	-19802	-17401	-623
	COMB7 (max)	-492	-283	-35634	-25367	-14573	-624
UP8	COMB1 (max)	-788	-349	-44233	-16137	-37476	-1212
	COMB2 (max)	-1192	-3	-42803	-12241	-44631	-1212
	COMB3 (max)	-788	-580	-43354	-17445	-30187	-1212
	COMB4 (max)	-1461	-3	-40970	-10952	-42111	-1212
	COMB5 (max)	-788	-349	-42398	-14875	-30087	-1212
	COMB6 (max)	-1192	-3	-40969	-10972	-37243	-1212
	COMB7 (max)	-788	-349	-42821	-15473	-30479	-1212
UP9	COMB1 (max)	-318	-299	-28250	-4718	-66574	-330
	COMB2 (max)	-659	-12	-27673	-2095	-71464	-330
	COMB3 (max)	-318	-490	-27471	-5705	-63776	-330
	COMB4 (max)	-887	-12	-26511	-1333	-71925	-330
	COMB5 (max)	-318	-299	-27073	-3958	-63083	-330
	COMB6 (max)	-659	-12	-26499	-1322	-67976	-330
	COMB7 (max)	-318	-299	-27182	-4231	-63643	-330

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

8.3 Azioni sugli appoggi

Si riportano nelle seguenti tabelle le azioni di inviluppo massime e minime sugli appoggi, in condizioni statiche SLU e sismiche. Per completezza si riportano anche le azioni in condizioni di carico quasi permanente e in condizioni di esercizio SLE rara.

Legenda tabelle:

UPN = numero pila

I.C. = lato interno curva (posizione appoggio in senso trasversale)

E.C. = lato esterno curva (posizione appoggio in senso trasversale)

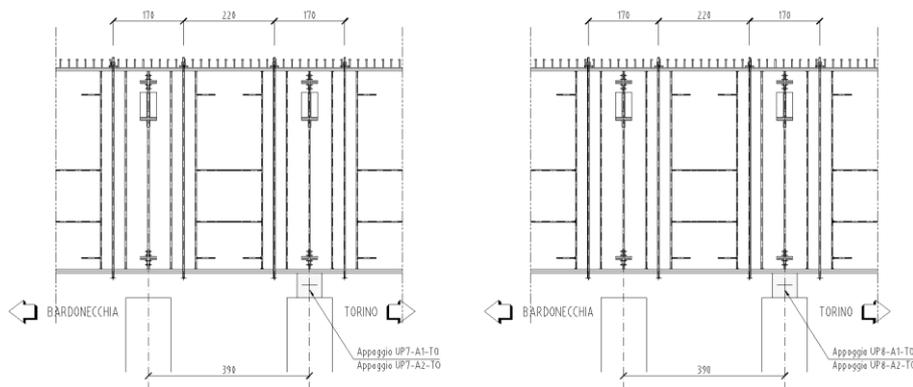
BA = lato Bardonecchia (posizione appoggio in senso longitudinale)

TO = lato Torino (posizione appoggio in senso longitudinale)

Si adotta la seguente convenzione: le azioni assiali di segno negativo sono di compressione, quelle di segno positivo di trazione.

All'interno delle tabelle successive si farà riferimento alle azioni sugli appoggi considerando le seguenti ipotesi.

- 1) In prima fase per il viadotto di nuova realizzazione dove gravano i pesi proprio acciaio e soletta, l'impalcato è considerato monoappoggio, si prevede il solo inghisaggio degli appoggi UP7-A1-TO, UP7-A2-TO (pila UP7); UP8-A1-TO, UP8-A2-TO (pila UP7). In questa fase è previsto il montaggio dei traversi di collegamento senza che essi siano connessi all'impalcato esistente.



- 2) Successivamente il viadotto è sollevato mediante l'uso di martinetti che imprimono al singolo appoggio una forza verticale verso l'alto pari a:
 - 2.000 kN per gli appoggi UP7-A1-BA, UP7-A2- BA (pila UP7);
 - 3.700 kN per gli appoggi UP8-A1-BA, UP8-A2- BA (pila UP8).
- 3) In seconda fase si procede all'inghisaggio degli appoggi rimanenti, su pila UP7, UP8, lato Bardonecchia e alla solidarizzazione dei traversi all'impalcato esistente. In questa fase il viadotto è considerato a doppio appoggio.

Si precisa infine che l'allineamento 2 è quello esterno rispetto al senso di marcia, mentre l'allineamento 1 è quello adiacente al viadotto esistente.

8.3.1 Azioni orizzontali Allineamento 1

AZIONI SUGLI APPOGGI - ALLINEAMENTO 1 (KN)						
AZIONI ORIZZONTALI TRASVERSALI						
VALORI CARATTERISTICI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0
Coazione	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0
Accidentali	0	0	0	0	0	0
Folla eccentrica	0	0	0	0	0	0
Folla centrata	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Scarico	377	285	285	380	380	510
Vento impalcato Carico	498	371	371	492	492	657
Centrifuga	123	24	24	24	24	48
Frenamento	0	0	0	0	0	0
Temperatura	0	0	0	0	0	0
Cedimenti differenziali	0	0	0	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV max	4.029	5.753	3.618	3.313	4.063	6.872
Sisma SLV min	-4.045	-5.329	-3.739	-3.294	-4.089	-7.221
Sisma SLD max	1.711	2.355	1.489	1.362	1.657	2.815
Sisma SLD min	-1.719	-2.204	-1.542	-1.352	-1.667	-2.952
COMBINAZIONI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
STR (schema 1)	573	358	358	467	467	640
STR (vento)	872	581	581	762	762	1.034
STR (frenamento)	573	358	358	467	467	640
STR (sisma SLV) max	4.029	5.753	3.618	3.313	4.063	6.872
STR (sisma SLV) min	-4.045	-5.329	-3.739	-3.294	-4.089	-7.221
STR (sisma SLD) max	1.711	2.355	1.489	1.362	1.657	2.815
STR (sisma SLD) min	-1.719	-2.204	-1.542	-1.352	-1.667	-2.952

AZIONI SUGLI APPOGGI - ALLINEAMENTO 1 (KN)						
AZIONI ORIZZONTALI LONGITUDINALI						
VALORI CARATTERISTICI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0
Coazione	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0
Accidentali	0	0	0	0	0	0
Folla eccentrica	0	0	0	0	0	0
Folla centrata	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Scarico	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Carico	0	0	0	0	0	0
Centrifuga	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0
Temperatura	0	0	0	0	0	0
Cedimenti differenziali	0	0	0	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV max	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV min	0	0	0	0	0	0
Sisma SLD max	0	0	0	0	0	0
Sisma SLD min	0	0	0	0	0	0
COMBINAZIONI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
STR (schema 1)	0	0	0	0	0	0
STR (vento)	0	0	0	0	0	0
STR (frenamento)	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLV) max	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLV) min	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLD) max	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLD) min	0	0	0	0	0	0

8.3.2 Azioni orizzontali Allineamento 2

AZIONI SUGLI APPOGGI - ALLINEAMENTO 2 (KN)						
AZIONI ORIZZONTALI TRASVERSALI						
VALORI CARATTERISTICI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A 2-BA	A 2-TO	A 2-BA	A 2-TO	A 2-BA
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0
Coazione	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0
Accidentali	0	0	0	0	0	0
Folla eccentrica	0	0	0	0	0	0
Folla centrata	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Scarico	0	285	285	380	380	510
Vento impalcato Carico	0	371	371	492	492	657
Centrifuga	0	24	24	24	24	48
Frenamento	0	0	0	0	0	0
Temperatura	0	0	0	0	0	0
Cedimenti differenziali	0	0	0	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV max	0	5.687	3.357	2.826	3.598	5.647
Sisma SLV min	0	-5.239	-3.400	-2.808	-3.506	-5.946
Sisma SLD max	0	2.339	1.383	1.166	1.471	2.312
Sisma SLD min	0	-2.166	-1.417	-1.154	-1.436	-2.430
COMBINAZIONI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A 2-BA	A 2-TO	A 2-BA	A 2-TO	A 2-BA
STR (schema 1)	0	358	358	467	467	640
STR (vento)	0	581	581	762	762	1.034
STR (frenamento)	0	358	358	467	467	640
STR (sisma SLV) max	0	5.687	3.357	2.826	3.598	5.647
STR (sisma SLV) min	0	-5.239	-3.400	-2.808	-3.506	-5.946
STR (sisma SLD) max	0	2.339	1.383	1.166	1.471	2.312
STR (sisma SLD) min	0	-2.166	-1.417	-1.154	-1.436	-2.430

AZIONI SUGLI APPOGGI - ALLINEAMENTO 2 (KN)						
AZIONI ORIZZONTALI LONGITUDINALI						
VALORI CARATTERISTICI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A 2-BA	A 2-TO	A 2-BA	A 2-TO	A 2-BA
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0
Coazione	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0
Accidentali	0	0	0	0	0	0
Folla eccentrica	0	0	0	0	0	0
Folla centrata	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Scarico	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Carico	0	0	0	0	0	0
Centrifuga	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0
Temperatura	0	0	0	0	0	0
Cedimenti differenziali	0	0	0	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV max	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV min	0	0	0	0	0	0
Sisma SLD max	0	0	0	0	0	0
Sisma SLD min	0	0	0	0	0	0
COMBINAZIONI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A 2-BA	A 2-TO	A 2-BA	A 2-TO	A 2-BA
STR (schema 1)	0	0	0	0	0	0
STR (vento)	0	0	0	0	0	0
STR (frenamento)	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLV) max	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLV) min	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLD) max	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLD) min	0	0	0	0	0	0

8.3.3 Azioni verticali Allineamento 1

AZIONI SUGLI APPOGGI - ALLINEAMENTO 1 (KN)						
AZIONI VERTICALI						
VALORI CARATTERISTICI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
Peso proprio acciaio	238	0	1.300	0	3.480	1.828
Peso proprio soletta	656	0	2.404	0	3.980	1.937
Coazione	-43	2.000	-2.148	3.700	-3.572	124
Permanenti	300	101	1.142	400	1.404	1.789
Accidentali max	1.784	5.849	5.368	5.794	6.137	2.819
Accidentali min	-51	-3.679	-4.525	-4.451	-4.414	-435
Folla eccentrica esterno max	0	193	208	461	516	143
Folla eccentrica esterno min	-2	-192	-172	-426	-436	-25
Vento impalcato Scarico max	174	372	71	239	251	353
Vento impalcato Scarico min	-174	-372	-71	-239	-251	-353
Vento impalcato Carico max	234	484	56	309	324	455
Vento impalcato Carico min	-234	-484	-56	-309	-324	-455
Centrifuga	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0
Temperatura max	172	26	235	588	515	185
Temperatura min	-172	-26	-235	-588	-515	-185
Ritiro	-81	-48	-287	-843	454	165
Sisma SLV max	541	7.269	8.686	13.994	12.664	12.278
Sisma SLV min	-477	-7.261	-8.748	-14.002	-12.682	-11.653
Sisma SLD max	230	2.962	3.544	5.719	5.182	5.014
Sisma SLD min	-200	-2.949	-3.551	-5.709	-5.182	-4.772
COMBINAZIONI SLU / SLE	UP6	UP7		UP8		UP9
		A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
STR (schema 1) max	4.276	11.415	12.026	13.898	18.794	12.673
STR (schema 1) min	633	-3.637	-4.959	-4.197	-2.714	4.679
STR (vento) max	3.814	9.666	10.177	11.972	16.743	11.946
STR (vento) min	510	-2.621	-3.407	-2.736	-1.272	4.562
STR (temperatura max)	3.756	9.388	10.257	12.069	16.796	11.762
STR (temperatura min)	568	-2.343	-3.486	-2.833	-1.324	4.746
STR (sisma SLV)	1.692	9.370	11.384	18.094	17.956	17.956
STR (sisma SLV) min	593	-5.208	-6.337	-10.745	-6.936	-5.810
SLE Combinazione Rara (schema 1) max	3.098	8.401	8.162	10.050	12.902	9.189
SLE Combinazione Rara (schema 1) min	773	-2.124	-2.461	-2.158	393	4.999
SLE Combinazione Rara (vento) max	2.745	7.084	6.790	8.610	11.369	8.631
SLE Combinazione Rara (vento) min	693	-1.350	-1.309	-1.063	1.476	4.932
SLE Combinazione Rara (temp) max	2.720	6.901	6.862	8.722	11.445	8.523
SLE Combinazione Rara (temp) min	718	-1.167	-1.380	-1.174	1.399	5.040
SLE Combinazione Frequente max	2.558	6.697	6.745	8.363	11.110	8.267
SLE Combinazione Frequente min	880	-963	-1.264	-815	1.735	5.296
SLE Combinazione QP max	1.156	2.066	2.529	3.551	6.004	5.936
SLE Combinazione QP min	984	2.040	2.294	2.963	5.489	5.751
SLE (sisma SLD)	2.720	6.901	6.862	8.722	11.445	8.523
SLE (sisma SLD) min	718	-1.167	-1.380	-1.174	1.399	5.040
COMBINAZIONI VALIDE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE BARRE	UP6	UP7		UP8		UP9
		A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
SLE Rara Combinazione Permanenti	1.070	2.053	2.411	3.257	5.746	5.843
SLE Tiro barre	0	9.240	9.240	9.240	6.930	6.930
SLE Permanenti + tiro	1.070	11.293	11.651	12.497	12.676	12.773
SLE Rara Comb. solo Accidentali max	2.028	6.348	5.751	6.793	7.156	3.346
SLE Rara Comb. solo Accidentali min	-377	-4.177	-4.872	-5.415	-5.353	-911
SLE Max Compressione	3.098	17.641	17.402	19.290	19.832	16.119
SLE Min Compressione	693	7.116	6.779	7.082	7.323	11.862
SLD Max Compressione con sisma	1.300	14.255	15.195	18.216	17.858	17.787
SLD Min Compressione con sisma	870	8.344	8.100	6.788	7.494	8.001
SLU Max Compressione senza sisma	4.276	20.655	21.266	23.138	25.724	19.603
SLU Max Compressione con sisma	1.692	18.610	20.624	27.334	24.886	24.886

Azioni massime sugli appoggi allineamento 1

8.3.4 Azioni verticali Allineamento 2

AZIONI SUGLI APPOGGI - ALLINEAMENTO 2 (KN)						
AZIONI VERTICALI						
VALORI CARATTERISTICI	UP6	UP7		UP8		UP9
		A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
Peso proprio acciaio	239	0	2.139	0	4.228	1.165
Peso proprio soletta	706	0	4.624	0	5.106	1.822
Coazione	-7	2.000	-2.112	3.700	-3.639	-4
Permanenti	362	580	1.394	680	1.711	838
Accidentali max	1.190	5.489	5.243	6.469	6.639	2.409
Accidentali min	-165	-3.562	-3.615	-4.693	-4.541	-615
Folla eccentrica esterno max	70	236	264	1.193	1.242	500
Folla eccentrica esterno min	0	-19	-104	-773	-737	-11
Vento impalcato Scarico max	176	182	458	418	410	539
Vento impalcato Scarico min	-176	-182	-458	-418	-410	-539
Vento impalcato Carico max	235	234	596	542	531	696
Vento impalcato Carico min	-235	-234	-596	-542	-531	-696
Centrifuga	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0
Temperatura max	75	387	224	793	1.451	103
Temperatura min	-75	-387	-224	-793	-1.451	-103
Ritiro	-72	299	287	-1.213	1.570	5
Sisma SLV max	493	3.631	2.831	4.548	6.052	4.097
Sisma SLV min	-499	-3.627	-2.713	-4.639	-6.037	-3.763
Sisma SLD max	211	1.479	1.156	1.866	2.486	1.686
Sisma SLD min	-214	-1.479	-1.098	-1.904	-2.477	-1.501
COMBINAZIONI SLU / SLE	UP6	UP7		UP8		UP9
		A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
STR (schema 1) max	3.706	12.147	17.586	16.204	25.574	9.919
STR (schema 1) min	723	-2.445	-126	-5.513	-946	2.279
STR (vento) max	3.422	10.355	16.085	13.944	23.233	9.355
STR (vento) min	638	-1.376	772	-3.994	517	2.073
STR (temperatura max)	3.317	10.400	15.834	13.999	23.611	8.987
STR (temperatura min)	743	-1.422	1.022	-4.049	139	2.441
STR (sisma SLV)	1.793	6.211	8.876	8.928	13.458	7.918
STR (sisma SLV) min	729	-748	3.619	-1.472	2.939	63
SLE Combinazione Rara (schema 1) max	2.674	8.977	12.331	11.630	18.046	7.214
SLE Combinazione Rara (schema 1) min	877	-1.075	2.121	-3.100	2.509	2.721
SLE Combinazione Rara (vento) max	2.453	7.639	11.193	9.931	16.288	6.766
SLE Combinazione Rara (vento) min	824	-273	2.812	-1.950	3.616	2.599
SLE Combinazione Rara (temp) max	2.389	7.700	11.044	10.032	16.656	6.528
SLE Combinazione Rara (temp) min	888	-334	2.961	-2.051	3.248	2.836
SLE Combinazione Frequente max	2.265	7.452	10.716	9.498	15.864	6.209
SLE Combinazione Frequente min	1.012	-86	3.289	-1.517	4.041	3.156
SLE Combinazione QP max	1.266	3.073	6.444	3.564	9.702	3.878
SLE Combinazione QP min	1.191	2.686	6.220	2.771	8.251	3.775
SLE (sisma SLD)	2.389	7.700	11.044	10.032	16.656	6.528
SLE (sisma SLD) min	888	-334	2.961	-2.051	3.248	2.836
COMBINAZIONI VALIDE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE BARRE	UP6	UP7		UP8		UP9
		A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
SLE Rara Combinazione Permanenti	1.228	2.879	6.332	3.167	8.976	3.826
SLE Tiro barre	0	3.332	1.470	4.620	1.470	0
SLE Permanenti + tiro	1.228	6.211	7.802	7.787	10.446	3.826
SLE Rara Comb. solo Accidentali max	1.446	6.098	5.999	8.463	9.070	3.388
SLE Rara Comb. solo Accidentali min	-404	-3.954	-4.211	-6.267	-6.467	-1.227
SLE Max Compressione	2.674	12.309	13.801	16.250	19.516	7.214
SLE Min Compressione	824	2.257	3.591	1.520	3.979	2.599
SLD Max Compressione con sisma	1.439	7.690	8.958	9.653	12.932	5.512
SLD Min Compressione con sisma	1.014	4.732	6.704	5.883	7.969	2.325
SLU Max Compressione senza sisma	3.706	15.479	19.056	20.824	27.044	9.919
SLU Max Compressione con sisma	1.793	9.543	10.346	13.548	14.928	7.918

Azioni massime sugli appoggi allineamento 2

Per contrastare il sollevamento dell'impalcato in condizioni di esercizio, si predispongono apposite barre antisollevamento, secondo quanto riportato per ciascuna pila nella seguente tabella:

UP6_TO	Allineamento 1	non previste	Allineamento 2	non previste
UP7_BA	Allineamento 1	8M47	Allineamento 2	4M40
UP7_TO	Allineamento 1	8M47	Allineamento 2	4M26,5
UP8_BA	Allineamento 1	8M47	Allineamento 2	4M47
UP8_TO	Allineamento 1	6M47	Allineamento 2	4M26,5
UP9_BA	Allineamento 1	non previste	Allineamento 2	non previste

Le barre, a filettatura continua ad alta resistenza tipo Y1050, sono tesate a $0,70 F_{pyk}$, vale a dire a una quota parte del corrispondente carico di snervamento, sintetizzato nella tabella seguente e consentono agli appoggi di essere considerati perfettamente compresso in ogni fase di carico per i diversi stati limite.

Diametro	18	26,5	32	36	40	47
<i>Area cm²</i>	2,41	5,55	8,04	10,20	12,57	17,35
<i>Massa Kg/m</i>	1,96	4,48	6,53	8,27	10,21	14,10
<i>F_{pyk} KN</i>	230	525	760	970	1190	1650
<i>F_{ptk} KN</i>	255	580	850	1070	1320	1820
<i>F_{yt}/F_{tk} N/mm²</i>	950/1050	950/1050	950/1050	950/1050	950/1050	950/1050
<i>Tipo</i>	Y 1050					

8.4 Verifica delle barre

La verifica delle barre è stata condotta in riferimento ai seguenti stati limite:

- Stati limite ultimi SLU; si effettua una verifica delle barre confrontando il massimo carico di trazione dalle combinazioni a SLU con il massimo carico di snervamento F_{pyk} diviso per il coefficiente di sicurezza assunto pari a 1,15.
- Stati limite di esercizio; si effettua una verifica di tensioni in cui al rapporto tra il massimo carico di trazione agli SLE con l'area di una barra si aggiunge il contributo deformativo dovuto alla deformazione termica dell'impalcato. Si intende ΔL come l'allungamento della barra in seguito alla detta deformazione termica; la barra si assume di una lunghezza iniziale L pari a 5 m.

8.4.1 Allineamento 1

DIMENSIONAMENTO DELLE BARRE	UP6	UP7		UP8		UP9
		A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
numero barre		8	8	8	6	6
		m	m	m	m	m
		47,0	47,0	47,0	47,0	47,0
F_{pyk}		1.650	1.650	1.650	1.650	1.650
Lunghezza barre (m)		5	5	5	5	5
Area		17,35	17,35	17,35	17,35	17,35
VERIFICA DELLE BARRE A SLE CON DEFORMAZIONI TERMICHE						
Ned, SLE (min SLE / n.barre)		-265,50	-307,58	-269,78	0,00	0,00
$\sigma_1 = N/A$ (kg/cmq)		-1.530,26	-1.772,77	-1.554,90	0,00	0,00
Scorrimento termico longitudinale (cm)		25,00	25,00	25,00	25,00	25,00
ε ($\Delta L/L$)		0,001249	0,001249	0,001249	0,001249	0,001249
$\sigma_2 = \varepsilon E$ (kg/cmq)		-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4
$\sigma = \varepsilon E + N/A$ (kg/cmq)		-4.153,6	-4.396,1	-4.178,3	-2.623,4	-2.623,4
$NEd = \sigma A$ (kN)		720,7	762,7	724,9	455,2	455,2
IR (Ned,SLE / F_{pyk})		0,44	0,46	0,44	0,28	0,28
VERIFICA DELLE BARRE A SLU						
Ned, SLU (min SLU / n.barre)		651,0	792,1	1.343,1	1.156,0	968,3
F_y ($F_{pyk} / 1,15$)		1.434,8	1.434,8	1.434,8	1.434,8	1.434,8
IR (Ned,SLU / F_y)		0,45	0,55	0,94	0,81	0,67

8.4.2 Allineamento 2

DIMENSIONAMENTO DELLE BARRE	UP6	UP7		UP8		UP9
		A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
numero barre		4	4	4	4	
		m	m	m	m	
		40,0	26,5	47,0	26,5	
F_{pyk}		1.190	525	1.650	525	
Lunghezza barre (m)		5	5	5	5	
Area		12,57	5,55	17,35	5,55	
VERIFICA DELLE BARRE A SLE CON DEFORMAZIONI TERMICHE						
Ned, SLE (min SLE / n.barre)		-268,65	0,00	-775,00	0,00	
$\sigma_1 = N/A$ (kg/cmq)		-2.137,23	0,00	-4.466,86	0,00	
Scorrimento termico longitudinale (cm)		25,00	25,00	25,00	25,00	
ε ($\Delta L/L$)		0,001249	0,001249	0,001249	0,001249	
$\sigma_2 = \varepsilon E$ (kg/cmq)		-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	
$\sigma = \varepsilon E + N/A$ (kg/cmq)		-4.760,6	-2.623,4	-7.090,2	-2.623,4	
$NEd = \sigma A$ (kN)		598,4	145,6	1.230,2	145,6	
IR (Ned,SLE / F_{pyk})		0,50	0,28	0,75	0,28	
VERIFICA DELLE BARRE A SLU						
Ned, SLU (min SLU / n.barre)		611,1	31,4	1.378,4	236,4	
F_y ($F_{pyk} / 1,15$)		1.034,8	456,5	1.434,8	456,5	
IR (Ned,SLU / F_y)		0,59	0,07	0,96	0,52	

A titolo di esempio si esegue la verifica delle barre su UP7-A1-TO

Barre utilizzate	8M47
Forza di Snervamento	1.650 kN
Carico massimo a SLE di trazione	2.461 kN
Carico massimo a SLU di trazione	6.337 kN

VERIFICA A SLE

Tensione massima solo per carichi agenti:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} = \frac{2.461}{8 \cdot 17,35} \cdot 10^2 = 1.773 \text{ kg/cm}^2$$

Allungamento ΔL delle barre per effetto di una deformazione $\delta = 25 \text{ cm}$

$$L' = \sqrt{L^2 + \delta^2} = \sqrt{500^2 + 25^2} = 500,62 \text{ cm}$$

$$\Delta L = L' - L = 500,62 - 500 = 0,62 \text{ cm}$$

Deformazione

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{0,62}{500} = 0,001249$$

Tensione dovuta allo spostamento per carichi termici

$$\sigma_2 = \varepsilon \cdot E = 0,001249 \cdot 2.100.000 = 2.623 \text{ kg/cm}^2$$

Tensione totale

$$\sigma_{tot} = \sigma_1 + \sigma_2 = 1.773 + 2.623 = 4.396 \text{ kg/cm}^2$$

Forza totale a SLE

$$N_{Ed,SLE} = \sigma_{tot} \cdot A = 4.396 \cdot 17,35 \cdot 10^{-2} = 762,71 \text{ kN}$$

Indice di resistenza

$$I_R = \frac{N_{Ed,SLE}}{F_{pyk}} = \frac{762,61}{1.650} = 0,46$$

VERIFICA A SLU

$$N_{b,SLU} = \frac{N_{Ed,SLU}}{n_b} = \frac{6.337}{8} = 792 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,SLU} = \frac{F_{pyk}}{\gamma_m} = \frac{1.650}{1,15} = 1.435 \text{ kN}$$

Indice di resistenza

$$I_R = \frac{N_{Ed,SLU}}{N_{Rd,SLU}} = \frac{792}{1.435} = 0,55$$

9. VERIFICHE

9.1 Setti in sommità delle pile di nuova realizzazione

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)

- Verifica a pressoflessione deviata

9.1.2 Pila UP7 – Condizione 1

La geometria e le armature della sezione resistente sono state desunte dagli elaborati denominati:

- “104C_C16166_NV02_W_6_E_CA_OC_0609A – Allargamento Clarea Discesa – Pila UP7 – Carpenteria”;
- “104C_C16166_NV02_W_6_E_AR_OC_0616A – Allargamento Clarea Discesa – Pulvino UP7 – Armatura”.

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti

AZIONI ORIZZONTALI Attrito inteso come il 3% della somma dei carichi permanenti

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	UP7 – (h setto 5,53 m)	
	<i>Appoggio A1-TO</i>	<i>Appoggio A2-TO</i>
Peso proprio acciaio	1.300 kN	2.139 kN
Peso proprio soletta	2.404 kN	4.624 kN
Permanenti	1.142 kN	1.394 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	4.846 kN	8.157 kN
Attrito Longitudinale (3% carichi permanenti)	145 kN	244 kN

Momento trasversale dovuto all'eccentricità del carico verticale

La distanza tra gli appoggi in senso trasversale è pari a 5,00 m, pertanto si ottiene un momento flettente trasversale $M_{x, Ed, K}$ al valore caratteristico pari a:

$$M_{x, Ed, K} = (8.157 - 4.846) \times 2,50 = 8.278 \text{ kNm}$$

Momento longitudinale dovuto all'attrito

Il momento longitudinale $M_{y, Ed, K}$, al valore caratteristico, è pari al prodotto tra l'attrito per l'altezza del setto in esame:

$$\text{Appoggio UP7-A1-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 145 \times 5,53 = 802 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio UP7-A2-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 244 \times 5,53 = 1.349 \text{ kNm}$$

Totale $M_{y, Ed, K} = 802 + 1.349 = 2.151 \text{ kNm}$

Verifica a presso-flessione deviata: sezione rettangolare

SEZIONE base (cm) 540 altezza (cm) 110

ARMATURA Ferri sup. ϕ 24/20

Ferri inf. ϕ 24/20

Sollecitazioni agenti

Momento trasversale $M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 8.278 \times 1,35 = 11.175 \text{ kNm}$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 2.151 \times 1,35 = 2.904 \text{ kNm}$

Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{g1} = 13.003 \times 1,35 = 17.554 \text{ kN}$

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** N° strati barre **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	110	540

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27,14	4
2	9,05	23,7
3	9,05	43,4
4	9,05	63,1
5	9,05	82,8
6	9,05	102,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. kN
 Metodo n kNm
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

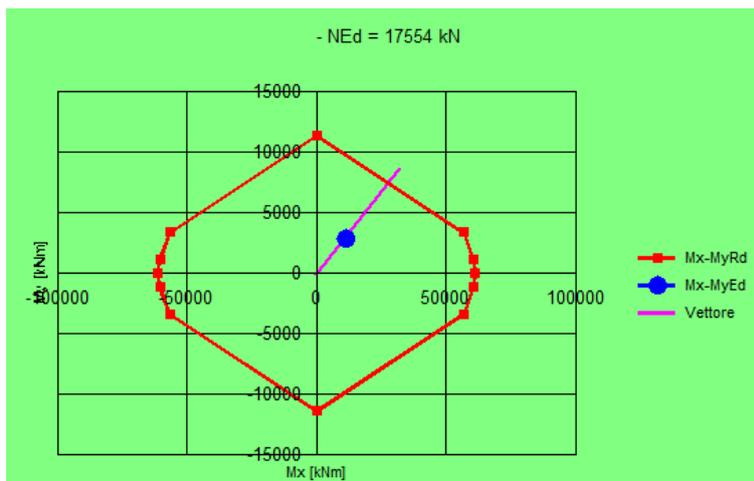
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

ϵ_{su}	<input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2}	<input type="text" value="2"/> ‰
f_{yd}	<input type="text" value="391,3"/> N/mm²	ϵ_{cu}	<input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s	<input type="text" value="200.000"/> N/mm²	f_{cd}	<input type="text" value="18,13"/> ‰
E_s/E_c	<input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd}	<input type="text" value="0,8"/> ?
ϵ_{syd}	<input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$	<input type="text" value="12,25"/>
$\sigma_{s,adm}$	<input type="text" value="255"/> N/mm²	τ_{co}	<input type="text" value="0,7333"/>
		τ_{c1}	<input type="text" value="2,114"/>

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x w/d
 δ



Indice di resistenza

$IR_x = 11.175 / 31.929 = 0,35$ La sezione è verificata

$IR_y = 2.904 / 8.608 = 0,34$ La sezione è verificata

9.1.3 Pila UP7 – Condizione 2

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti + accidentali mezzi applicati con un'eccentricità pari al corrispondente spostamento per effetti termici

AZIONI ORIZZONTALI Vento e forza centrifuga

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	UP7 – (h setto 5,53 m)	
	Appoggio A1-TO	Appoggio A2-TO
Peso proprio acciaio	1.300 kN	2.139 kN
Peso proprio soletta	2.404 kN	4.624 kN
Permanenti	1.142 kN	1.394 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	4.846 kN	8.157 kN
Accidentali mezzi + folla	5.576 kN	5.479 kN
Totale carichi P.P. + Perm. + Accidentali	10.422 kN	13.664 kN

Azione trasversale del vento	371 kN	371 kN
Azione trasversale centrifuga	24 kN	24 kN

Momento trasversale dovuto all'eccentricità del carico verticale

La distanza tra gli appoggi in senso trasversale è pari a 5,00 m, pertanto si ottiene un momento flettente trasversale $M_{x, Ed, K}$ al valore caratteristico pari a:

$$M_{x, Ed, K} = (13.400 - 10.214) \times 2,50 = 7.965 \text{ kNm}$$

Momento trasversale dovuto alla forza centrifuga

La componente aggiuntiva del momento trasversale $M_{x, Ed, K}$, al valore caratteristico, dovuto alla forza centrifuga è pari al prodotto tra la forza per l'altezza del setto in esame:

$$\text{Appoggio UP7-A1-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 24 \times 5,53 = 133 \text{ kNm}$$

$$\underline{\text{Appoggio UP7-A2-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 24 \times 5,53 = 133 \text{ kNm}}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 133 + 133 = 266 \text{ kNm}$$

Momento trasversale dovuto al vento

La componente aggiuntiva del momento trasversale $M_{x, Ed, K}$, al valore caratteristico, dovuto al vento è pari al prodotto tra la forza per l'altezza del setto in esame:

$$\text{Appoggio UP7-A1-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 371 \times 5,53 = 2.052 \text{ kNm}$$

$$\underline{\text{Appoggio UP7-A2-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 371 \times 5,53 = 2.052 \text{ kNm}}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 2.052 + 2.052 = 4.104 \text{ kNm}$$

Momento longitudinale dovuto allo scorrimento termico

Il momento longitudinale $M_{y, Ed, K}$, al valore caratteristico, è pari al prodotto tra la componente verticale per lo scorrimento termico assunto a favore di sicurezza pari a 25 cm.

$$\text{Appoggio UP7-A1-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 10.422 \times 0,25 = 2.606 \text{ kNm}$$

$$\underline{\text{Appoggio UP7-A2-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 13.664 \times 0,25 = 3.416 \text{ kNm}}$$

$$\text{Totale} \quad M_{y, Ed, K} = 2.606 + 3.416 = 6.022 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-flessione deviata: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	540	altezza (cm)	110
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20		
	Ferri inf.	ϕ 24/20		

Sollecitazioni agenti

$$\text{Momento trasversale} \quad M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (7.965 + 266) \times 1,35 + 4.104 \times 0,90 = 14.805 \text{ kNm}$$

$$\text{Momento longitudinale} \quad M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = 6.022 \times 1,35 = 8.130 \text{ kNm}$$

$$\text{Azione di compressione} \quad N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (10.422 + 13.664) \times 1,35 = 32.516 \text{ kN}$$

Titolo :

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	110	540

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27,14	4
2	9,05	23,7
3	9,05	43,4
4	9,05	63,1
5	9,05	82,8
6	9,05	102,5

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

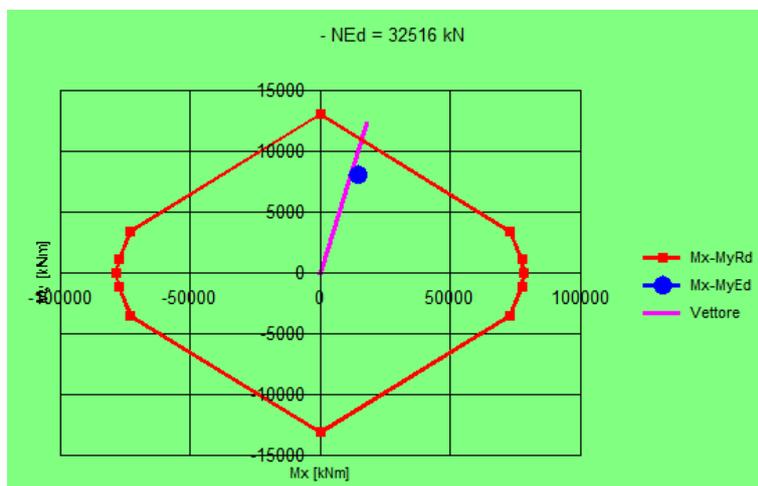
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu}
 E_s N/mm² f_{cd}
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm}
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
 τ_{c1}

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



Indice di resistenza

$$IR_x = 14.805 / 17.807 = 0,83$$

La sezione è verificata

$$IR_y = 8.130 / 12.331 = 0,66$$

La sezione è verificata

9.1.4 Pila UP8 – Condizione 1

La geometria e le armature della sezione resistente sono state desunte dagli elaborati denominati:

- “104C_C16166_NV02_W_6_E_CA_OC_0610A – Allargamento Clarea Discesa – Pila UP8 – Carpenteria”;
- “104C_C16166_NV02_W_6_E_AR_OC_0617A – Allargamento Clarea Discesa – Pulvino UP8 – Armatura”.

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti

AZIONI ORIZZONTALI Attrito inteso come il 3% della somma dei carichi permanenti

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	UP8 – (h setto 5,41 m)	
	<i>Appoggio A1-TO</i>	<i>Appoggio A2-TO</i>
Peso proprio acciaio	3.480 kN	4.228 kN
Peso proprio soletta	3.980 kN	5.106 kN
Permanenti	1.404 kN	1.711 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	8.864 kN	11.045 kN
Attrito Longitudinale (3% carichi	266 kN	332 kN

Momento trasversale dovuto all'eccentricità del carico verticale

La distanza tra gli appoggi in senso trasversale è pari a 5,00 m, pertanto si ottiene un momento flettente trasversale $M_{x, Ed, K}$ al valore caratteristico pari a:

$$M_{x, Ed, K} = (11.045 - 8.864) \times 2,50 = 5.453 \text{ kNm}$$

Momento longitudinale dovuto all'attrito

Il momento longitudinale $M_{y, Ed, K}$, al valore caratteristico, è pari al prodotto tra l'attrito per l'altezza del setto in esame:

$$\text{Appoggio UP8-A1-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 266 \times 5,41 = 1.439 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio UP8-A2-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 332 \times 5,41 = 1.796 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{y, Ed, K} = 1.439 + 1.796 = 3.235 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-flessione deviata: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	540	altezza (cm)	110
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20		
	Ferri inf.	ϕ 24/20		

Sollecitazioni agenti

$$\text{Momento trasversale} \quad M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 5.453 \times 1,35 = 7.362 \text{ kNm}$$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 3.235 \times 1,35 = 4.367 \text{ kNm}$
 Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{g1} = 19.909 \times 1,35 = 26.877 \text{ kN}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	110	540

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27,14	4
2	9,05	23,7
3	9,05	43,4
4	9,05	63,1
5	9,05	82,8
6	9,05	102,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 26877 0 kN
 M_{xEd} 7362 0 kNm
 M_{yEd} 4367 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

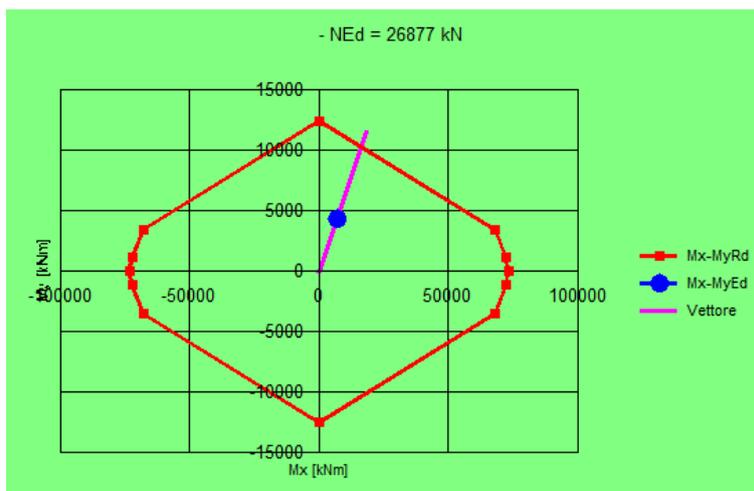
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 273

Precompresso

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{cl} 2,114

M_{xRd} 18.250 kN m
 M_{yRd} 11.587 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 322,4 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 1,612 ‰
 d 82,98 cm
 x 56,81 x/d 0,6847
 δ 1



Indice di resistenza

$IR_x = 7.362 / 18.258 = 0,40$

La sezione è verificata

$$IR_y = 4.367 / 11.587 = 0,38$$

La sezione è verificata

9.1.5 Pila UP8 – Condizione 2

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti + accidentali mezzi applicati con un'eccentricità pari al corrispondente spostamento per effetti termici

AZIONI ORIZZONTALI Vento e forza centrifuga

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	UP8 – (h setto 5,41 m)	
	Appoggio A1-TO	Appoggio A2-TO
Peso proprio acciaio	3.480 kN	4.228 kN
Peso proprio soletta	3.980 kN	5.106 kN
Permanenti	1.404 kN	1.711 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	8.864 kN	11.045 kN
Accidentali mezzi + folla	6.653 kN	7.881 kN
Totale carichi P.P. + Perm. + Accidentali	15.517 kN	18.926 kN

Azione trasversale del vento	492 kN	492 kN
Azione trasversale centrifuga	24 kN	24 kN

Momento trasversale dovuto all'eccentricità del carico verticale

La distanza tra gli appoggi in senso trasversale è pari a 5,00 m, pertanto si ottiene un momento flettente trasversale $M_{x, Ed, K}$ al valore caratteristico pari a:

$$M_{x, Ed, K} = (18.926 - 15.517) \times 2,50 = 8.523 \text{ kNm}$$

Momento trasversale dovuto alla forza centrifuga

La componente aggiuntiva del momento trasversale $M_{x, Ed, K}$, al valore caratteristico, dovuto alla forza centrifuga è pari al prodotto tra la forza per l'altezza del setto in esame:

$$\text{Appoggio UP8-A1-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 24 \times 5,41 = 130 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio UP8-A2-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 24 \times 5,41 = 130 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 130 + 130 = 260 \text{ kNm}$$

Momento trasversale dovuto al vento

La componente aggiuntiva del momento trasversale $M_{x, Ed, K}$, al valore caratteristico, dovuto al vento è pari al prodotto tra la forza per l'altezza del setto in esame:

$$\text{Appoggio UP8-A1-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 492 \times 5,41 = 2.662 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio UP8-A2-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 492 \times 5,41 = 2.662 \text{ kNm}$$

Totale $M_{x, Ed, K} = 2.662 + 2.662 = 5.324 \text{ kNm}$

Momento longitudinale dovuto allo scorrimento termico

Il momento longitudinale $M_{y, Ed, K}$, al valore caratteristico, è pari al prodotto tra la componente verticale per lo scorrimento termico assunto a favore di sicurezza pari a 25 cm.

Appoggio UP8-A1-TO $M_{y, Ed, K} = 15.001 \times 0,25 = 3.750 \text{ kNm}$

Appoggio UP8-A2-TO $M_{y, Ed, K} = 17.684 \times 0,25 = 4.421 \text{ kNm}$

Totale $M_{y, Ed, K} = 3.750 + 4.421 = 8.171 \text{ kNm}$

Verifica a presso-flessione deviata: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	540	altezza (cm)	110
ARMATURA Ferri sup.		ϕ 24/20		
	Ferri inf.	ϕ 24/20		

Sollecitazioni agenti

Momento trasversale $M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (8.523 + 260) \times 1,35 + 5.324 \times 0,90 = 16.649 \text{ kNm}$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = 6.708 \times 1,35 = 9.056 \text{ kNm}$

Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (15.517 + 18.926) \times 1,35 = 46.498 \text{ kN}$

Titolo : _____

N° figure elementari **Zoom** **N° strati barre** **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	110	540

N°	As [cm²]	d [cm]
1	27,14	4
2	9,05	23,7
3	9,05	43,4
4	9,05	63,1
5	9,05	82,8
6	9,05	102,5

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

N_{Ed} **0** kN
M_{xEd} **0** kNm
M_{yEd} **0**

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

Materiali
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ ‰
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x **x/d**
 δ

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

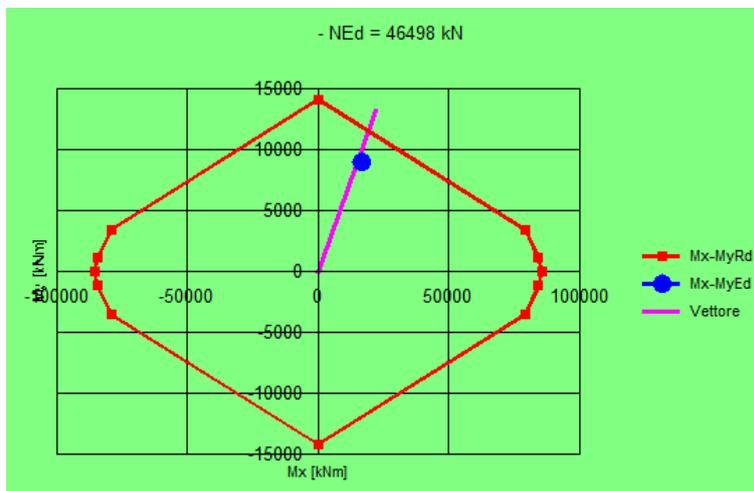
Tipo flessione
 Retta **Deviata**

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

Precompresso



Indice di resistenza

$IR = 16.649 / 22.125 = 0,75$

La sezione è verificata

$IR = 9.056 / 13.255 = 0,68$

La sezione è verificata

9.1.6 Pila UP9 – Condizione 1

La geometria e le armature della sezione resistente sono state desunte dagli elaborati denominati:

- “104C_C16166_NV02_W_6_E_CA_OC_0611A – Allargamento Clarea Discesa – Pila UP9 – Carpenteria”;
- “104C_C16166_NV02_W_6_E_AR_OC_0618A – Allargamento Clarea Discesa – Pulvino UP9 – Armatura”.

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti

AZIONI ORIZZONTALI Attrito inteso come il 3% della somma dei carichi permanenti

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	UP9 – (h setto 5,27 m)	
	<i>Appoggio A1-BA</i>	<i>Appoggio A2-BA</i>
Peso proprio acciaio	1.828 kN	1.165 kN
Peso proprio soletta	1.937 kN	1.822 kN
Permanenti	1.789 kN	838 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	5.554 kN	3.825 kN
Attrito Longitudinale (3% carichi)	<i>167 kN</i>	<i>115 kN</i>

Momento trasversale dovuto all'eccentricità del carico verticale

La distanza tra gli appoggi in senso trasversale è pari a 5,00 m, pertanto si ottiene un momento flettente trasversale $M_{x, Ed, K}$ al valore caratteristico pari a:

$$M_{x, Ed, K} = (5.554 - 3.825) \times 2,50 = 4.323 \text{ kNm}$$

Momento longitudinale dovuto all'attrito

Il momento longitudinale $M_{y, Ed, K}$, al valore caratteristico, è pari al prodotto tra l'attrito per l'altezza del setto in esame:

$$\text{Appoggio UP9-A1-BA} \quad M_{y, Ed, K} = 167 \times 5,27 = 880 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio UP9-A2-BA} \quad M_{y, Ed, K} = 115 \times 5,27 = 606 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{y, Ed, K} = 880 + 606 = 1.486 \text{ kNm}$$

Verifica a presso-flessione deviata: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	540	altezza (cm)	110
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20		
	Ferri inf.	ϕ 24/20		

Sollecitazioni agenti

$$\text{Momento trasversale} \quad M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 4.323 \times 1,35 = 5.836 \text{ kNm}$$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 1.486 \times 1,35 = 2.006 \text{ kNm}$

Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{g1} = 9.379 \times 1,35 = 12.662 \text{ kN}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	110	540	1	27,14	4
			2	9,05	23,7
			3	9,05	43,4
			4	9,05	63,1
			5	9,05	82,8
			6	9,05	102,5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 12662 0 kN
 M_{xEd} 5836 0 kNm
 M_{yEd} 2006 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25 ‰
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

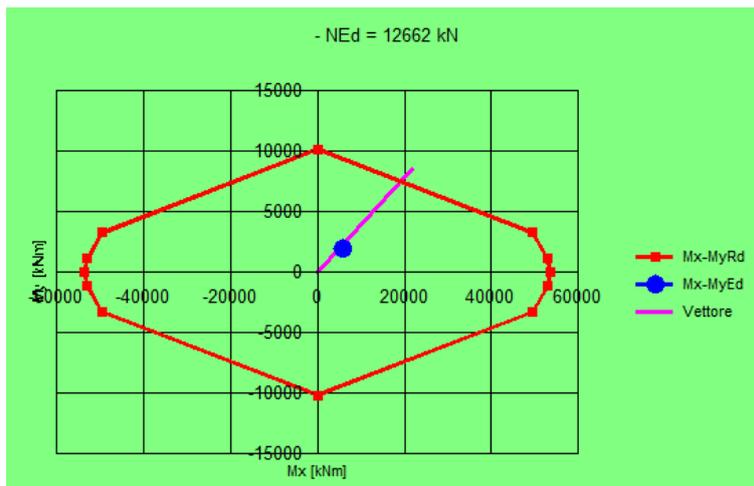
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 273

Precompresso

M_{xRd} 16.439 kN m
 M_{yRd} 9.101 kN m
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 2,951 ‰
 d 82,98 cm
 x 45,02 x/d 0,5426
 δ 1



Indice di resistenza

IR_x = 5.836 / 16.439 = 0,36

La sezione è verificata

IR_y = 2.006 / 9.101 = 0,22

La sezione è verificata

9.1.7 Pila UP9 – Condizione 2

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti + accidentali mezzi applicati con un'eccentricità pari al corrispondente spostamento per effetti termici

AZIONI ORIZZONTALI Vento e forza centrifuga

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	UP9 – (h setto 5,27 m)	
	<i>Appoggio A1-BA</i>	<i>Appoggio A2-BA</i>
Peso proprio acciaio	1.828 kN	1.165 kN
Peso proprio soletta	1.937 kN	1.822 kN
Permanenti	1.789 kN	838 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	5.554 kN	3.825 kN
Accidentali mezzi + folla	2.962 kN	2.909 kN
Totale carichi P.P. + Perm. + Accidentali	8.516 kN	6.734 kN

Azione trasversale del vento	657 kN	657 kN
Azione trasversale centrifuga	48 kN	48 kN

Momento trasversale dovuto all'eccentricità del carico verticale

La distanza tra gli appoggi in senso trasversale è pari a 5,00 m, pertanto si ottiene un momento flettente trasversale $M_{x, Ed, K}$ al valore caratteristico pari a:

$$M_{x, Ed, K} = (8.516 - 6.734) \times 2,50 = 4.455 \text{ kNm}$$

Momento trasversale dovuto alla forza centrifuga

La componente aggiuntiva del momento trasversale $M_{x, Ed, K}$, al valore caratteristico, dovuto alla forza centrifuga è pari al prodotto tra la forza per l'altezza del setto in esame:

$$\text{Appoggio UP9-A1-BA} \quad M_{x, Ed, K} = 48 \times 5,27 = 253 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio UP9-A2-BA} \quad M_{x, Ed, K} = 48 \times 5,27 = 253 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 253 + 253 = 506 \text{ kNm}$$

Momento trasversale dovuto al vento

La componente aggiuntiva del momento trasversale $M_{x, Ed, K}$, al valore caratteristico, dovuto al vento è pari al prodotto tra la forza per l'altezza del setto in esame:

$$\text{Appoggio UP9-A1-BA} \quad M_{x, Ed, K} = 657 \times 5,27 = 3.462 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio UP9-A2-BA} \quad M_{x, Ed, K} = 657 \times 5,27 = 3.462 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 3.462 + 3.462 = 6.924 \text{ kNm}$$

Momento longitudinale dovuto allo scorrimento termico

Il momento longitudinale $M_{y, Ed, K}$, al valore caratteristico, è pari al prodotto tra la componente verticale per lo scorrimento termico assunto a favore di sicurezza pari a 25 cm.

Appoggio UP9-A1-BA $M_{y, Ed, K} = 8.516 \times 0,25 = 2.129 \text{ kNm}$

Appoggio UP9-A2-BA $M_{y, Ed, K} = 6.734 \times 0,25 = 1.684 \text{ kNm}$

Totale $M_{y, Ed, K} = 2.129 + 1.684 = 3.813 \text{ kNm}$

Verifica a presso-flessione deviata: sezione rettangolare

SEZIONE base (cm) 540 altezza (cm) 110

ARMATURA Ferri sup. ϕ 24/20

Ferri inf. ϕ 24/20

Sollecitazioni agenti

Momento trasversale $M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (4.455 + 506) \times 1,35 + 6.924 \times 0,90 = 12.929 \text{ kNm}$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = 3.813 \times 1,35 = 5.148 \text{ kNm}$

Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (8.516 + 6.734) \times 1,35 = 20.588 \text{ kN}$

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	110	540	1	27,14	4
			2	9,05	23,7
			3	9,05	43,4
			4	9,05	63,1
			5	9,05	82,8
			6	9,05	102,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd}

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

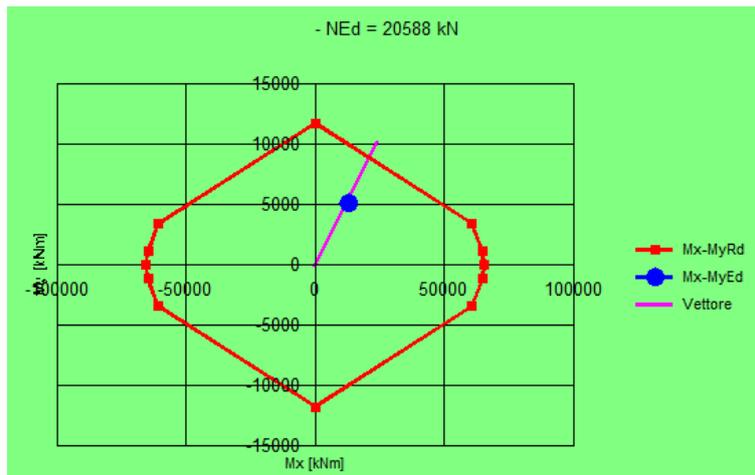
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd}	18,13
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

M_{xRd} kN m
M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ



Indice di resistenza

$$IR_x = 12.929 / 23.756 = 0,54$$

La sezione è verificata

$$IR_y = 5.148 / 10.154 = 0,51$$

La sezione è verificata

9.2 Fusto pile

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 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.

9.2.2 Verifica a pressoflessione deviata

PILA UP6 – sezione di spiccato

La pila presenta un'armatura pari a $(1+1)\Phi 20/20$ sulle pareti, mentre pari a circa $\Phi 24/15$ 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. A favore di sicurezza, ai fini delle verifiche a presso-flessione deviata in condizione sismica si considerano il valore max e min dell'azione assiale in concomitanza ai massimi valori dei momenti flettenti risultanti dall'analisi.

Per le combinazioni statiche e sismiche a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo saranno riportati graficamente i domini di resistenza delle sezioni.

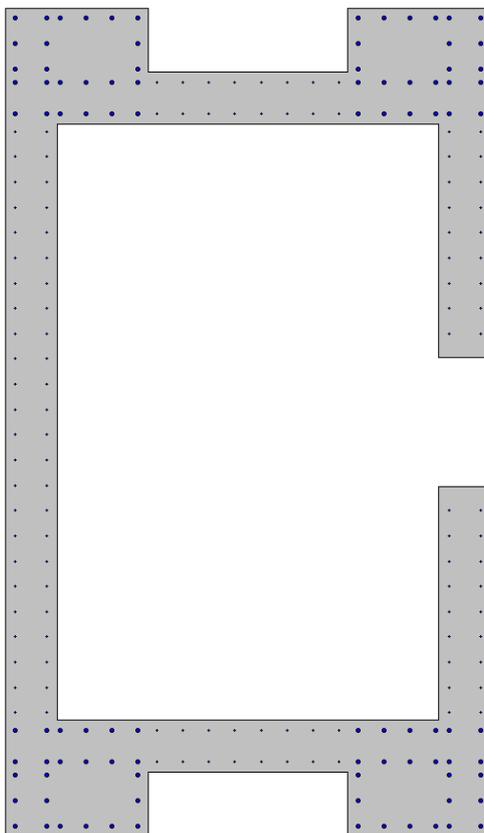


Figura 36 – Sezione di verifica allo spiccato

Verifiche in condizioni sismiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}^*\text{cm})$	$M_y(\text{daN}^*\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}^*\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}^*\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
829579000.0	175843000.0	-1675947.0	1531225272.2	324568540.8	-3093439.4	1.85
721277900.0	348325000.0	-1675947.0	1242376310.2	599977800.9	-2886760.9	1.72
373700200.0	135516300.0	-1675947.0	1588568142.3	576068401.7	-7124309.8	4.25
-844526800.0	151296800.0	-1675947.0	-1564908815.4	280353087.7	-3105531.1	1.85
-736225700.0	323778800.0	-1675947.0	-1288052786.2	566462411.5	-2932128.3	1.75
-388648000.0	110970100.0	-1675947.0	-1704594655.6	486710440.8	-7350636.8	4.39
829579000.0	175843000.0	-1360039.0	1387368911.0	294075804.0	-2274498.1	1.67
721277900.0	348325000.0	-1360039.0	1166500099.1	563335084.9	-2199548.4	1.62
373700200.0	135516300.0	-1360039.0	1573003687.0	570424205.2	-5724766.4	4.21
-844526800.0	151296800.0	-1360039.0	-1404084675.0	251541476.5	-2261159.6	1.66
-736225700.0	323778800.0	-1360039.0	-1207382116.4	530984904.2	-2230412.2	1.64
-388648000.0	110970100.0	-1360039.0	-1702190107.3	486023873.6	-5956662.4	4.38

Coefficiente di sicurezza a sforzo normale costante

$M_x(\text{daN}^*\text{cm})$	$M_y(\text{daN}^*\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}^*\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}^*\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
829579000.0	175843000.0	-1675947.0	1265098459.1	268158558.0	-1675947.0	1.52
721277900.0	348325000.0	-1675947.0	1095591676.8	529091451.2	-1675947.0	1.52
373700200.0	135516300.0	-1675947.0	1179293081.4	427651457.0	-1675947.0	3.16
-844526800.0	151296800.0	-1675947.0	-1278379672.4	229021451.6	-1675947.0	1.51
-736225700.0	323778800.0	-1675947.0	-1127901720.4	496030857.8	-1675947.0	1.53
-388648000.0	110970100.0	-1675947.0	-1229912829.4	351175227.1	-1675947.0	3.16
829579000.0	175843000.0	-1360039.0	1193286803.9	252936889.0	-1360039.0	1.44
721277900.0	348325000.0	-1360039.0	1047834856.2	506028364.8	-1360039.0	1.45
373700200.0	135516300.0	-1360039.0	1125779565.0	408245650.6	-1360039.0	3.01
-844526800.0	151296800.0	-1360039.0	-1204706429.9	215822905.5	-1360039.0	1.43
-736225700.0	323778800.0	-1360039.0	-1077295433.4	473775124.5	-1360039.0	1.46
-388648000.0	110970100.0	-1360039.0	-1166811753.3	333158068.3	-1360039.0	3.00

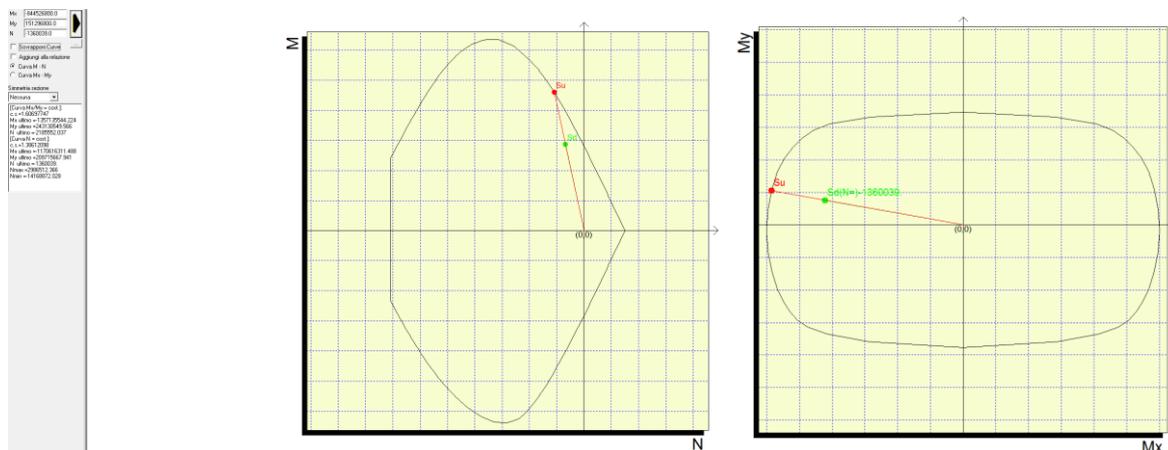


Figura 37 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
411860235.0	242499061.0	-1357495.0	1221102116.5	718972339.3	-4024763.4	2.96
129240075.0	307809001.0	-1358850.0	472218918.6	1124676177.9	-4964982.2	3.65
568855114.0	234065142.0	-1372302.0	1353045819.9	556733787.2	-3264078.0	2.38
97821514.0	342915042.0	-1374560.0	314871298.8	1103786889.3	-4424481.6	3.22
422937334.0	233717682.0	-1373636.0	1262992108.9	697936938.5	-4102005.9	2.99
107976424.0	531140472.0	-1374479.0	165813326.7	815642576.1	-2110710.2	1.54
385511374.0	238046706.0	-1352304.0	1204862889.7	743982308.7	-4226440.6	3.13
-360319272.0	211467368.0	-2017997.0	-1294694363.2	759841703.2	-7251039.7	3.59
-76668342.0	276774788.0	-2016650.0	-322568937.1	1164482586.2	-8484710.0	4.21
-533954727.0	204188108.0	-1903488.0	-1533823300.7	586545004.5	-5467906.0	2.87
-61203177.0	313033808.0	-1901242.0	-243156962.8	1243666648.3	-7553533.2	3.97
-344675607.0	203842538.0	-1902294.0	-1292946669.9	764653852.3	-7135882.7	3.75
-71356527.0	501259058.0	-1901324.0	-154766232.5	1087188225.1	-4123809.9	2.17
-348824775.0	207155060.0	-1923329.0	-1290513244.6	766391517.4	-7115554.1	3.70
409244370.0	246794646.0	-1888793.0	1277139072.2	770178182.8	-5894403.2	3.12
126624210.0	312104586.0	-1890148.0	474573343.5	1169732998.8	-7084062.8	3.75
566239249.0	238360727.0	-1903600.0	1458255043.0	613858422.6	-4902405.3	2.58
95205649.0	347210627.0	-1905857.0	337292053.8	1230088621.1	-6752019.7	3.54
420321469.0	238013267.0	-1904934.0	1317772947.8	746208479.9	-5972263.3	3.14
105360559.0	535436057.0	-1905777.0	201230274.4	1022640214.9	-3639882.3	1.91
382895509.0	242342291.0	-1883601.0	1247503233.1	789569959.5	-6136918.0	3.26
-362935137.0	207171783.0	-2549294.0	-1252603226.9	715014936.4	-8798414.8	3.45
-79284207.0	272479203.0	-2547947.0	-307529210.8	1056897929.9	-9883029.2	3.88
-536570592.0	199892523.0	-2434785.0	-1573898597.0	586335826.4	-7141846.3	2.93
-63819042.0	308738223.0	-2432540.0	-236751022.1	1145333548.9	-9024051.7	3.71
-347291472.0	199546953.0	-2433591.0	-1250619015.1	718581462.4	-8763518.3	3.60
-73972392.0	496963473.0	-2432622.0	-186320747.3	1251745457.7	-6127258.2	2.52
-351440640.0	202859475.0	-2454626.0	-1249801106.6	721413426.5	-8729196.2	3.56

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.
411860235.0	242499061.0	-1357495.0	970223731.1	571257732.0	-1357495.0	2.36
129240075.0	307809001.0	-1358850.0	292841826.1	697456651.5	-1358850.0	2.27
568855114.0	234065142.0	-1372302.0	1097059699.9	451403930.7	-1372302.0	1.93
97821514.0	342915042.0	-1374560.0	201033311.7	704725818.7	-1374560.0	2.06
422937334.0	233717682.0	-1373636.0	1001224597.9	553282657.7	-1373636.0	2.37
107976424.0	531140472.0	-1374479.0	143886764.4	707784913.8	-1374479.0	1.33
385511374.0	238046706.0	-1352304.0	947924552.6	585327262.7	-1352304.0	2.46
-360319272.0	211467368.0	-2017997.0	-1060850517.5	622601354.4	-2017997.0	2.94
-76668342.0	276774788.0	-2016650.0	-221188063.1	798494889.3	-2016650.0	2.88
-533954727.0	204188108.0	-1903488.0	-1203156037.9	460095477.3	-1903488.0	2.25
-61203177.0	313033808.0	-1901242.0	-153586972.2	785546063.6	-1901242.0	2.51
-344675607.0	203842538.0	-1902294.0	-1043383739.7	617061333.3	-1902294.0	3.03
-71356527.0	501259058.0	-1901324.0	-112174086.8	787990663.6	-1901324.0	1.57
-348824775.0	207155060.0	-1923329.0	-1044219673.5	620126219.9	-1923329.0	2.99
409244370.0	246794646.0	-1888793.0	1031849426.9	622256364.9	-1888793.0	2.52
126624210.0	312104586.0	-1890148.0	314221502.8	774496220.3	-1890148.0	2.48
566239249.0	238360727.0	-1903600.0	1176918488.9	495428649.9	-1903600.0	2.08
95205649.0	347210627.0	-1905857.0	214600779.8	782639182.7	-1905857.0	2.25
420321469.0	238013267.0	-1904934.0	1065304889.0	603244696.5	-1904934.0	2.53
105360559.0	535436057.0	-1905777.0	154694709.0	786149255.4	-1905777.0	1.47
382895509.0	242342291.0	-1883601.0	1007160026.6	637451896.2	-1883601.0	2.63
-362935137.0	207171783.0	-2549294.0	-1126988379.7	643311072.0	-2549294.0	3.11
-79284207.0	272479203.0	-2547947.0	-254036252.9	873056543.6	-2547947.0	3.20
-536570592.0	199892523.0	-2434785.0	-1290626426.4	480806396.1	-2434785.0	2.41
-63819042.0	308738223.0	-2432540.0	-178079521.1	861497653.0	-2432540.0	2.79
-347291472.0	199546953.0	-2433591.0	-1112315762.4	639115092.2	-2433591.0	3.20
-73972392.0	496963473.0	-2432622.0	-128712676.8	864721244.6	-2432622.0	1.74
-351440640.0	202859475.0	-2454626.0	-1112020042.7	641883084.6	-2454626.0	3.16

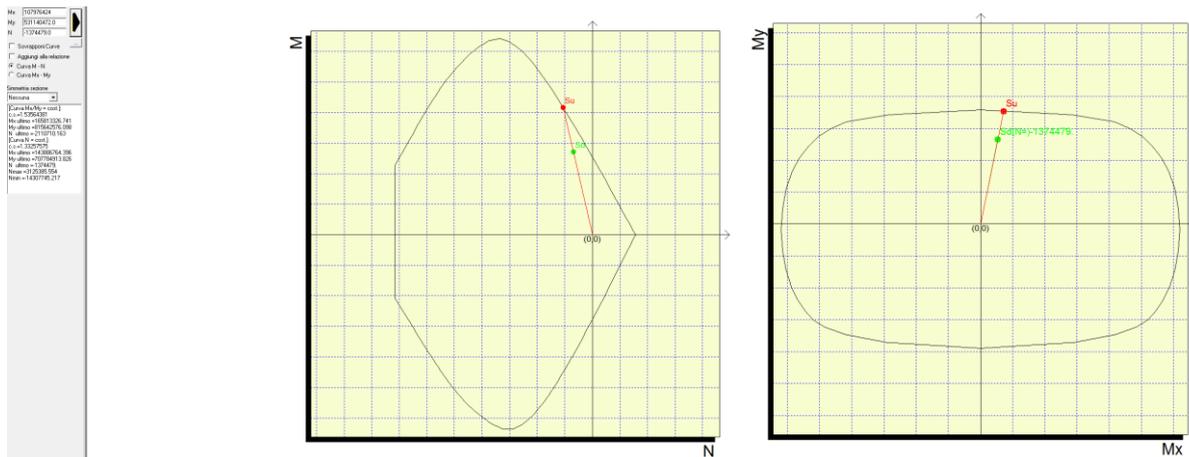


Figura 38 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA UP7 – sezione di spiccato

La pila presenta un'armatura pari a $(1+1)\Phi 20/20$ sulle pareti, mentre pari a $\Phi 24/15$ 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. A favore di sicurezza, ai fini delle verifiche a presso-flessione deviata in condizione sismica si considerano il valore max e min dell'azione assiale in concomitanza ai massimi valori dei momenti flettenti risultanti dall'analisi.

Per le combinazioni statiche e sismiche a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo saranno riportati graficamente i domini di resistenza delle sezioni.

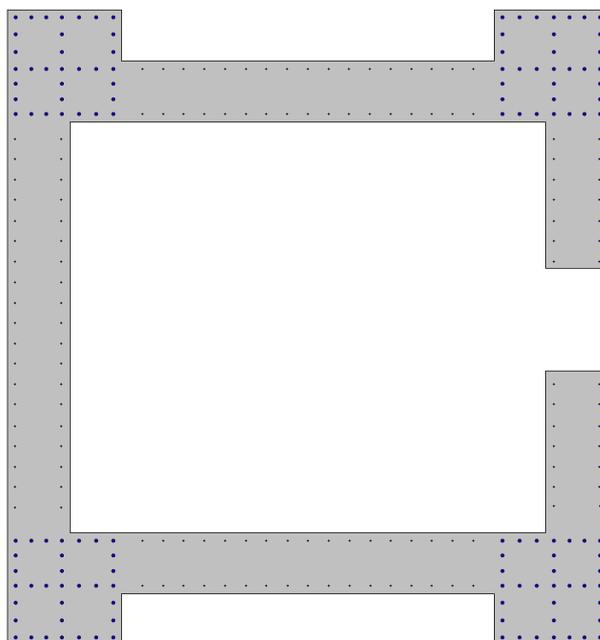


Figura 39 – Sezione di verifica allo spiccato

Verifiche in condizioni sismiche

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.
832003233.0	944336000.0	-3749379.0	1582119131.5	1795728661.7	-7129737.0	1.90
790813567.0	1214717900.0	-3749379.0	1274332856.3	1957420807.8	-6041824.6	1.61
334672100.0	770504700.0	-3749379.0	1028024790.6	2366788067.7	-11517107.5	3.07
-1026639033.0	362102800.0	-3749379.0	-2513728085.7	886609557.0	-9180363.3	2.45
-985449367.0	632484700.0	-3749379.0	-2077506586.9	1333392840.2	-7904373.2	2.11
-529307900.0	188271500.0	-3749379.0	-2210405979.2	786227542.2	-15657521.4	4.18
832003233.3	944336000.0	-1835463.0	1264217289.0	1434905358.6	-2788960.4	1.52
790813567.0	1214717900.0	-1835463.0	950423875.7	1459885038.1	-2205915.4	1.20
334672100.0	770504700.0	-1835463.0	873800905.1	2011723428.0	-4792240.6	2.61
-1026639033.0	362102800.0	-1835463.0	-1726818049.8	609060858.6	-3087268.8	1.68
-985449366.7	632484700.0	-1835463.0	-1580594706.3	1014463048.5	-2943959.6	1.60
-529307900.0	188271500.0	-1835463.0	-2479810563.2	882053063.0	-8599154.7	4.69

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.
832003233.0	944336000.0	-3749379.0	1364050594.6	1548217640.5	-3749379.0	1.64
790813567.0	1214717900.0	-3749379.0	1119437593.2	1719496148.2	-3749379.0	1.42
334672100.0	770504700.0	-3749379.0	796513009.6	1833786017.8	-3749379.0	2.38
-1026639033.0	362102800.0	-3749379.0	-1857104648.7	655013857.4	-3749379.0	1.81
-985449367.0	632484700.0	-3749379.0	-1709327978.1	1097087105.3	-3749379.0	1.73
-529307900.0	188271500.0	-3749379.0	-1855881387.2	660125368.6	-3749379.0	3.51
832003233.3	944336000.0	-1835463.0	1145604097.4	1300277628.3	-1835463.0	1.38
790813567.0	1214717900.0	-1835463.0	901892831.7	1385339620.2	-1835463.0	1.14
334672100.0	770504700.0	-1835463.0	619661968.0	1426627611.8	-1835463.0	1.85
-1026639033.0	362102800.0	-1835463.0	-1459672112.4	514836609.6	-1835463.0	1.42
-985449366.7	632484700.0	-1835463.0	-1387547148.1	890560561.9	-1835463.0	1.41
-529307900.0	188271500.0	-1835463.0	-1458988236.1	518952964.2	-1835463.0	2.76

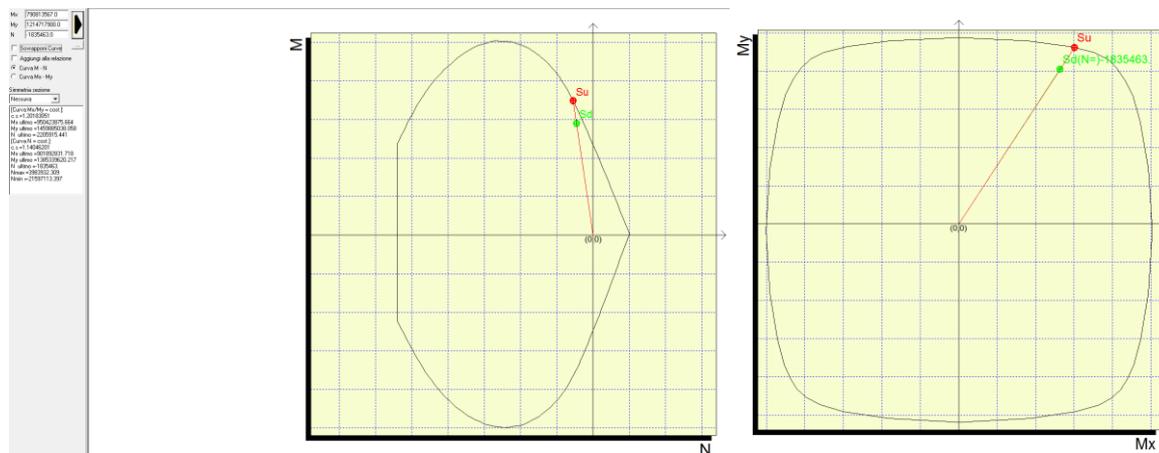


Figura 40 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

Verifiche in condizioni statiche

Unità di misura daN, cm.m 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.
89981046.0	785859302.0	-2517847.0	316590768.1	2764980083.0	-8858833.6	3.52
47446596.0	826817042.0	-2620939.0	161522850.0	2814740282.8	-8922484.9	3.40
87588576.0	721400335.0	-2478942.0	340263267.2	2802489161.6	-9630170.3	3.88
16697826.0	789663235.0	-2650762.0	61109641.2	2889959266.8	-9701090.1	3.66
59097636.0	708907615.0	-2539142.0	239595531.3	2874075989.3	-10294270.9	4.05
17856186.0	751005955.0	-2645671.0	69211215.5	2910925938.0	-10254715.4	3.88
72651780.0	723928063.0	-2516878.0	284748846.1	2837338336.0	-9864563.6	3.92
-255334755.0	196177330.0	-3712193.0	-1339325962.0	1029023217.9	-19471835.9	5.25
-212740095.0	237219130.0	-3608243.0	-1143046951.8	1274572165.0	-19386995.0	5.37
-267853054.0	144235390.0	-3604531.0	-1449521379.9	780548432.9	-19506384.8	5.41
-196861954.0	212638390.0	-3431281.0	-1127203691.3	1217537331.3	-19647029.5	5.73
-239597734.0	133294630.0	-3534629.0	-1353741344.9	753122530.3	-19970862.0	5.65
-198020374.0	174013330.0	-3436373.0	-1162148029.6	1021254755.3	-20167491.6	5.87
-253665394.0	145732690.0	-3563427.0	-1400726776.5	804728141.6	-19677053.8	5.52
55919781.0	887750112.0	-3495194.0	181640300.7	2883616395.2	-11353193.4	3.25
13385331.0	928707852.0	-3598286.0	42077746.1	2919459606.8	-11311469.6	3.14
53527311.0	823291145.0	-3456289.0	184875649.7	2843529451.7	-11937526.1	3.45
-17363439.0	891554045.0	-3628109.0	-56316552.5	2891665079.1	-11767403.4	3.24
25036371.0	810798425.0	-3516489.0	87720955.7	2840827560.4	-12320866.1	3.50
-16205079.0	852896765.0	-3623018.0	-54435165.7	2865001565.2	-12170232.9	3.36
38590515.0	825818873.0	-3494225.0	133143846.3	2849215697.7	-12055671.1	3.45
-289396020.0	94286520.0	-4689540.0	-1270038040.8	413784084.3	-20580428.8	4.39
-246801360.0	135328320.0	-4585590.0	-1132379422.5	620916371.1	-21039704.8	4.59
-301914319.0	42344580.0	-4581878.0	-1339689306.1	187896291.9	-20331241.6	4.44
-230923219.0	110747580.0	-4408628.0	-1110260110.3	532465383.6	-21196325.9	4.81
-273658999.0	31403820.0	-4511977.0	-1255001430.2	144018063.2	-20691947.3	4.59
-232081639.0	72122520.0	-4413721.0	-1117249772.3	347200534.2	-21247819.5	4.81
-287726659.0	43841880.0	-4540774.0	-1299162266.2	197957729.6	-20502800.3	4.52

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.
89981046.0	785859302.0	-2517847.0	185064648.7	1616282340.5	-2517847.0	2.06
47446596.0	826817042.0	-2620939.0	94425099.2	1645476974.4	-2620939.0	1.99
87588576.0	721400335.0	-2478942.0	195063016.7	1606585379.4	-2478942.0	2.23
16697826.0	789663235.0	-2650762.0	35011768.8	1655754865.4	-2650762.0	2.10
59097636.0	708907615.0	-2539142.0	135379698.5	1623951577.5	-2539142.0	2.29
17856186.0	751005955.0	-2645671.0	39333561.7	1654314034.7	-2645671.0	2.20
72651780.0	723928063.0	-2516878.0	162304935.8	1617263855.2	-2516878.0	2.23
-255334755.0	196177330.0	-3712193.0	-1617376135.4	1242653127.5	-3712193.0	6.33
-212740095.0	237219130.0	-3608243.0	-1366204658.1	1523407613.4	-3608243.0	6.42
-267853054.0	144235390.0	-3604531.0	-1742180889.4	938141776.9	-3604531.0	6.50
-196861954.0	212638390.0	-3431281.0	-1374399477.5	1484543286.1	-3431281.0	6.98
-239597734.0	133294630.0	-3534629.0	-1721255268.6	957580359.1	-3534629.0	7.18
-198020374.0	174013330.0	-3436373.0	-1509955794.9	1326895968.9	-3436373.0	7.63
-253665394.0	145732690.0	-3563427.0	-1717042613.0	986453985.3	-3563427.0	6.77
55919781.0	887750112.0	-3495194.0	116422588.6	1848257705.3	-3495194.0	2.08
13385331.0	928707852.0	-3598286.0	27062833.8	1877687316.0	-3598286.0	2.02
53527311.0	823291145.0	-3456289.0	119567644.0	1839042176.3	-3456289.0	2.23
-17363439.0	891554045.0	-3628109.0	-36693049.3	1884064358.6	-3628109.0	2.11
25036371.0	810798425.0	-3516489.0	57335213.7	1856790706.1	-3516489.0	2.29
-16205079.0	852896765.0	-3623018.0	-35776260.9	1882956400.5	-3623018.0	2.21
38590515.0	825818873.0	-3494225.0	86443412.7	1849848379.1	-3494225.0	2.24
-289396020.0	94286520.0	-4689540.0	-2047324502.2	667027496.2	-4689540.0	7.07
-246801360.0	135328320.0	-4585590.0	-1884461728.1	1033304839.9	-4585590.0	7.64
-301914319.0	42344580.0	-4581878.0	-2111239683.8	296109035.1	-4581878.0	6.99
-230923219.0	110747580.0	-4408628.0	-1901946710.6	912147320.7	-4408628.0	8.24
-273658999.0	31403820.0	-4511977.0	-2099650758.0	240946048.6	-4511977.0	7.67
-232081639.0	72122520.0	-4413721.0	-2002956412.4	622445896.8	-4413721.0	8.63
-287726659.0	43841880.0	-4540774.0	-2100535193.2	320065621.3	-4540774.0	7.30

Mo	4744838.0
My	10387942.0
N	1202070.0
Scegliere Curve	
Aggiungi alla selezione	
Cassa N	
Cassa My	
Scegliere sezione	
Prestazioni	
[Curve] Mx = mm	
L = 4744838.0	
My max = 10387942.0	
My min = -10387942.0	
N max = 1202070.0	
N min = -1202070.0	
[Curve] N = mm	
L = 1202070.0	
My max = 10387942.0	
My min = -10387942.0	
N max = 1202070.0	
N min = -1202070.0	

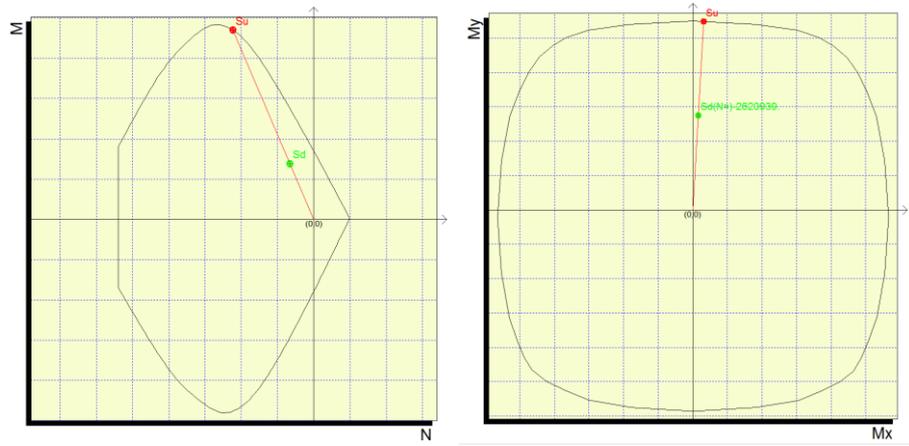


Figura 41 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA UP8 – sezione di spiccatto

La pila presenta un'armatura pari a $(1+1)\Phi 20/20$ sulle pareti e di $\Phi 24/15$ 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. A favore di sicurezza, ai fini delle verifiche a presso-flessione deviata in condizione sismica si considerano il valore max e min dell'azione assiale in concomitanza ai massimi valori dei momenti flettenti risultanti dall'analisi.

Per le combinazioni statiche e sismiche a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo saranno riportati graficamente i domini di resistenza delle sezioni.

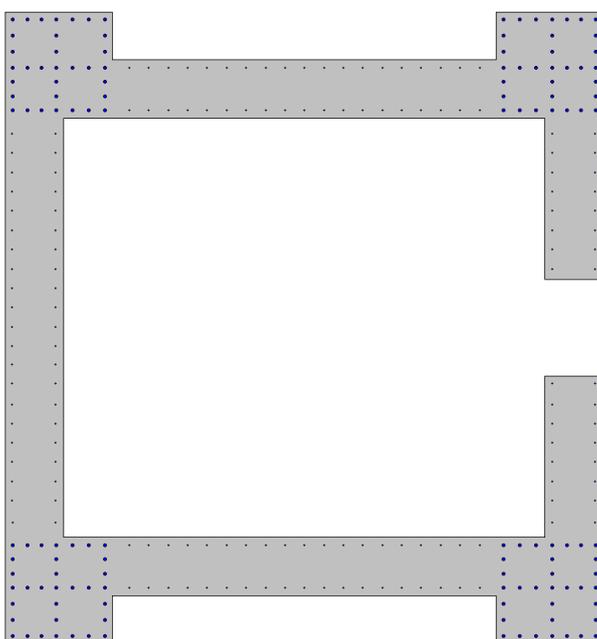


Figura 42 – Sezione di verifica allo spiccatto

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.
755030933.0	1206134600.0	-4676933.0	1501183521.8	2398086366.3	-9298870.3	1.99
743666467.0	1420413900.0	-4676933.0	1301264558.3	2485434463.1	-8183678.3	1.75
329566667.0	764476900.0	-4676933.0	1077366496.4	2499105285.3	-15289079.3	3.27
-858241333.0	827944000.0	-4676933.0	-2027051323.5	1955493072.2	-11046290.7	2.36
-846876867.0	1042223300.0	-4676933.0	-1767015711.0	2174607687.6	-9758460.1	2.09
-432777067.0	386286300.0	-4676933.0	-1705233591.7	1522050092.3	-18428109.7	3.94
755030933.0	1206134600.0	-2276711.0	1177825776.2	1881534066.2	-3551601.4	1.56
743666466.7	1420413900.0	-2276711.0	942802381.6	1800766429.3	-2886359.2	1.27
329566666.7	764476900.0	-2276711.0	1112454202.4	2580496227.3	-7685051.2	3.38
-858241333.3	827944000.0	-2276711.0	-1729420838.3	1668369432.9	-4587743.9	2.02
-846876866.7	1042223300.0	-2276711.0	-1465445436.6	1803475143.8	-3939646.8	1.73
-432777066.7	386286300.0	-2276711.0	-2103915182.0	1877903599.1	-11068069.9	4.86

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.
755030933.0	1206134600.0	-4676933.0	1287010146.5	2055952147.7	-4676933.0	1.70
743666467.0	1420413900.0	-4676933.0	1118645414.5	2136629210.0	-4676933.0	1.50
329566667.0	764476900.0	-4676933.0	949262613.2	2201950052.9	-4676933.0	2.88
-858241333.0	827944000.0	-4676933.0	-1738309788.8	1676944589.4	-4676933.0	2.03
-846876867.0	1042223300.0	-4676933.0	-1527166931.2	1879433741.5	-4676933.0	1.80
-432777067.0	386286300.0	-4676933.0	-1798034019.2	1604881500.3	-4676933.0	4.15
755030933.0	1206134600.0	-2276711.0	1024328484.7	1636327696.3	-2276711.0	1.36
743666466.7	1420413900.0	-2276711.0	869778675.0	1661290074.5	-2276711.0	1.17
329566666.7	764476900.0	-2276711.0	724687947.8	1681017080.2	-2276711.0	2.20
-858241333.3	827944000.0	-2276711.0	-1446461998.7	1395399506.6	-2276711.0	1.69
-846876866.7	1042223300.0	-2276711.0	-1262959306.3	1554282172.2	-2276711.0	1.49
-432777066.7	386286300.0	-2276711.0	-1492031696.7	1331751259.4	-2276711.0	3.45

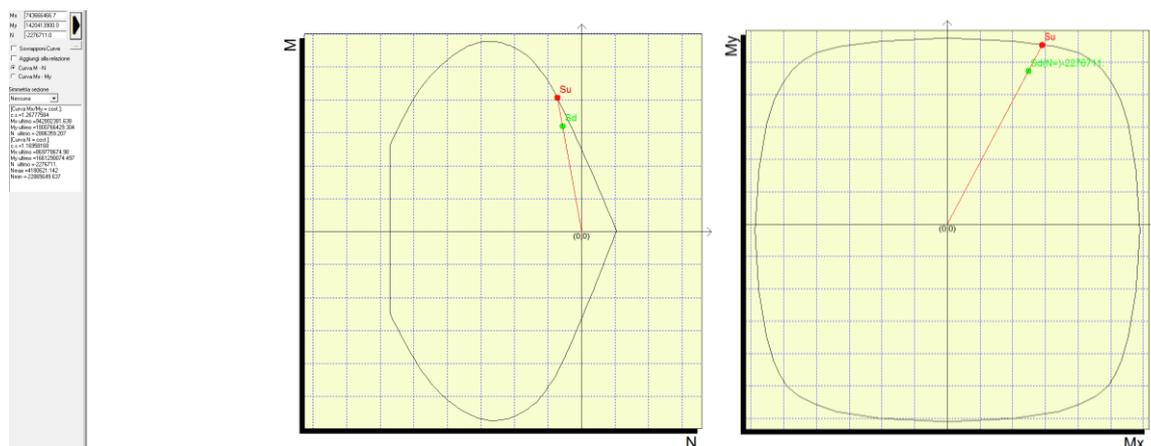


Figura 43 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
111994817.0	795462086.0	-3239504.0	438552475.6	3114892960.1	-12685341.5	3.92
72997457.0	867075806.0	-3381311.0	269790874.8	3204620404.7	-12496967.6	3.70
109396048.0	715147744.0	-3155580.0	465902296.9	3045713100.7	-13439168.9	4.26
44400448.0	834503944.0	-3391925.0	169909517.9	3193439913.1	-12980056.9	3.83
83384908.0	714372034.0	-3240207.0	355601219.7	3046493337.2	-13818106.8	4.26
44604448.0	785788354.0	-3392022.0	177891736.9	3133886000.7	-13528083.2	3.99
90033436.0	718416688.0	-3216620.0	382609402.6	3053009992.8	-13669466.7	4.25
-161370136.0	374762179.0	-4423330.0	-747629630.4	1736277333.1	-20493337.0	4.63
-122410846.0	446305789.0	-4280304.0	-556689315.9	2029670347.6	-19465591.4	4.55
-174447204.0	301869285.0	-4335354.0	-859595672.3	1487473143.9	-21362632.7	4.93
-109515054.0	421108635.0	-4096977.0	-523256717.3	2012033176.4	-19575123.8	4.78
-148748094.0	300865845.0	-4239781.0	-749825608.7	1516637351.9	-21372350.3	5.04
-109716954.0	372427305.0	-4096879.0	-542553141.7	1841662542.0	-20259171.4	4.95
-154726608.0	304792821.0	-4282134.0	-771107714.8	1518989517.9	-21340780.4	4.98
93932997.0	861645441.0	-4456392.0	317031983.8	2908127838.4	-15040708.2	3.38
54935637.0	933259161.0	-4598198.0	175803928.0	2986597322.3	-14715061.4	3.20
91334228.0	781331099.0	-4372468.0	328370629.7	2809091297.1	-15720175.3	3.60
26338628.0	900687299.0	-4608812.0	86305987.2	2951357469.0	-15102080.1	3.28
65323088.0	780555389.0	-4457095.0	233943077.4	2795420966.5	-15962296.8	3.58
26542628.0	851971709.0	-4608910.0	89739706.6	2880486860.4	-15582565.2	3.38
71971616.0	784600043.0	-4433508.0	257492565.1	2807060461.4	-15861744.0	3.58
-179431956.0	308578824.0	-5640218.0	-716018422.7	1231375546.4	-22507139.1	3.99
-140472666.0	380122434.0	-5497191.0	-552830506.3	1495972729.9	-21634208.1	3.94
-192509024.0	235685930.0	-5552242.0	-792804761.5	970619058.0	-22865649.6	4.12
-127576874.0	354925280.0	-5313865.0	-523510564.3	1456432720.1	-21805397.6	4.10
-166809914.0	234682490.0	-5456668.0	-699001121.1	983414712.5	-22865649.6	4.19
-127778774.0	306243950.0	-5313767.0	-539206361.3	1292301379.7	-22423262.3	4.22
-172788428.0	238609466.0	-5499022.0	-718476786.6	992169234.8	-22865649.6	4.16

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.
111994817.0	795462086.0	-3239504.0	275175396.9	1954479690.4	-3239504.0	2.46
72997457.0	867075806.0	-3381311.0	168000267.9	1995534826.8	-3381311.0	2.30
109396048.0	715147744.0	-3155580.0	295608946.0	1932465337.3	-3155580.0	2.70
44400448.0	834503944.0	-3391925.0	106495984.7	2001586092.9	-3391925.0	2.40
83384908.0	714372034.0	-3240207.0	228454874.8	1957209973.9	-3240207.0	2.74
44604448.0	785788354.0	-3392022.0	113596898.3	2001215657.2	-3392022.0	2.55
90033436.0	718416688.0	-3216620.0	244439596.5	1950491874.3	-3216620.0	2.71
-161370136.0	374762179.0	-4423330.0	-927781985.2	2154658891.8	-4423330.0	5.75
-122410846.0	446305789.0	-4280304.0	-600546975.0	2189573884.0	-4280304.0	4.91
-174447204.0	301869285.0	-4335354.0	-1181943625.7	2045274839.7	-4335354.0	6.78
-109515054.0	421108635.0	-4096977.0	-558793970.6	2148681460.7	-4096977.0	5.10
-148748094.0	300865845.0	-4239781.0	-1032383081.7	2088153198.3	-4239781.0	6.94
-109716954.0	372427305.0	-4096879.0	-630684820.5	2140819986.6	-4096879.0	5.75
-154726608.0	304792821.0	-4282134.0	-1058652877.6	2085418928.3	-4282134.0	6.84
93932997.0	861645441.0	-4456392.0	245798449.4	2254704098.5	-4456392.0	2.62
54935637.0	933259161.0	-4598198.0	135155284.7	2296048875.5	-4598198.0	2.46
91334228.0	781331099.0	-4372468.0	261079014.7	2233436007.1	-4372468.0	2.86
26338628.0	900687299.0	-4608812.0	67347023.9	2303028430.0	-4608812.0	2.56
65323088.0	780555389.0	-4457095.0	189006829.9	2258470995.9	-4457095.0	2.89
26542628.0	851971709.0	-4608910.0	71741196.1	2302766306.2	-4608910.0	2.70
71971616.0	784600043.0	-4433508.0	206544231.8	2251646165.2	-4433508.0	2.87
-179431956.0	308578824.0	-5640218.0	-1286601680.2	2212638385.6	-5640218.0	7.17
-140472666.0	380122434.0	-5497191.0	-881274820.2	2384750992.6	-5497191.0	6.27
-192509024.0	235685930.0	-5552242.0	-1603501091.6	1963142496.8	-5552242.0	8.33
-127576874.0	354925280.0	-5313865.0	-847236881.1	2357055615.2	-5313865.0	6.64
-166809914.0	234682490.0	-5456668.0	-1467305495.4	2064331183.9	-5456668.0	8.80
-127778774.0	306243950.0	-5313767.0	-966921617.1	2317395026.5	-5313767.0	7.57
-172788428.0	238609466.0	-5499022.0	-1489503891.1	2056907005.8	-5499022.0	8.62

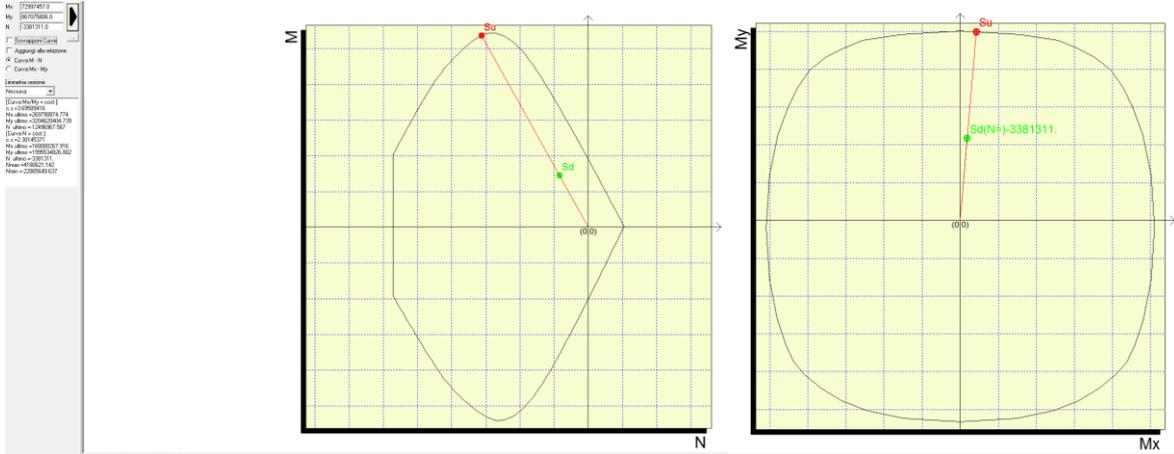


Figura 44 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA UP9– sezione di spiccatto

La pila presenta un'armatura pari a $(1+1)\Phi 24/20$ sulle pareti e di $\Phi 26/15$ 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. A favore di sicurezza, ai fini delle verifiche a presso-flessione deviata in condizione sismica si considerano il valore max e min dell'azione assiale in concomitanza ai massimi valori dei momenti flettenti risultanti dall'analisi.

Per le combinazioni statiche e sismiche a cui corrisponde il coefficiente di sicurezza minimo saranno riportati graficamente i domini di resistenza delle sezioni.

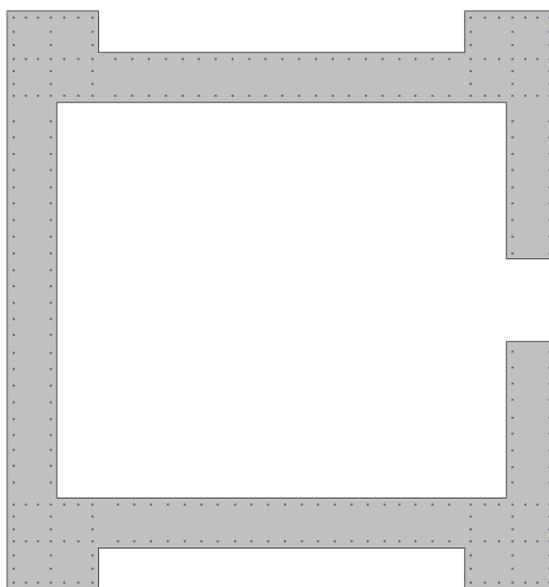


Figura 45 – Sezione di verifica allo spiccatto

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.
462954033.3	751010600.0	-2832277.0	1438785900.6	2334018897.8	-8802256.6	3.11
448992033.3	609964600.0	-2832277.0	1620611280.2	2201632630.4	-10222943.2	3.61
229660500.0	170975200.0	-2832277.0	1583966138.0	1179214219.4	-19534185.7	6.90
-426049033.3	1529176200.0	-2832277.0	-623112766.6	2236477818.7	-4142311.8	1.46
-412087033.3	1388130200.0	-2832277.0	-696391044.9	2345818631.1	-4786300.4	1.69
-192755500.0	949140800.0	-2832277.0	-588803586.5	2899307709.3	-8651659.0	3.05
462954033.3	751010600.0	-1711243.0	1292201667.9	2096227876.0	-4776437.6	2.79
448992033.3	609964600.0	-1711243.0	1516178247.7	2059758280.3	-5778609.0	3.38
229660500.0	170975200.0	-1711243.0	2032240870.3	1512941011.9	-15142603.8	8.85
-426049033.3	1529176200.0	-1711243.0	-491909800.0	1765563820.0	-1975775.4	1.15
-412087033.3	1388130200.0	-1711243.0	-542334072.3	1826872101.0	-2252110.1	1.32
-192755500.0	949140800.0	-1711243.0	-453408146.1	2232611627.2	-4025262.7	2.35

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.
462954033.3	751010600.0	-2832277.0	1134381463.2	1840209701.2	-2832277.0	2.45
448992033.3	609964600.0	-2832277.0	1297792109.5	1763076371.7	-2832277.0	2.89
229660500.0	170975200.0	-2832277.0	1754731492.4	1306343789.4	-2832277.0	7.64
-426049033.3	1529176200.0	-2832277.0	-545983178.0	1959644116.4	-2832277.0	1.28
-412087033.3	1388130200.0	-2832277.0	-581142801.2	1957600719.4	-2832277.0	1.41
-192755500.0	949140800.0	-2832277.0	-399699315.3	1968145800.6	-2832277.0	2.07
462954033.3	751010600.0	-1711243.0	1010179863.8	1638728104.8	-1711243.0	2.18
448992033.3	609964600.0	-1711243.0	1173369681.8	1594046031.0	-1711243.0	2.61
229660500.0	170975200.0	-1711243.0	1583035788.0	1178521602.3	-1711243.0	6.89
-426049033.3	1529176200.0	-1711243.0	-474992162.9	1704842996.7	-1711243.0	1.11
-412087033.3	1388130200.0	-1711243.0	-505640773.1	1703269384.2	-1711243.0	1.23
-192755500.0	949140800.0	-1711243.0	-347555470.0	1711386065.8	-1711243.0	1.80

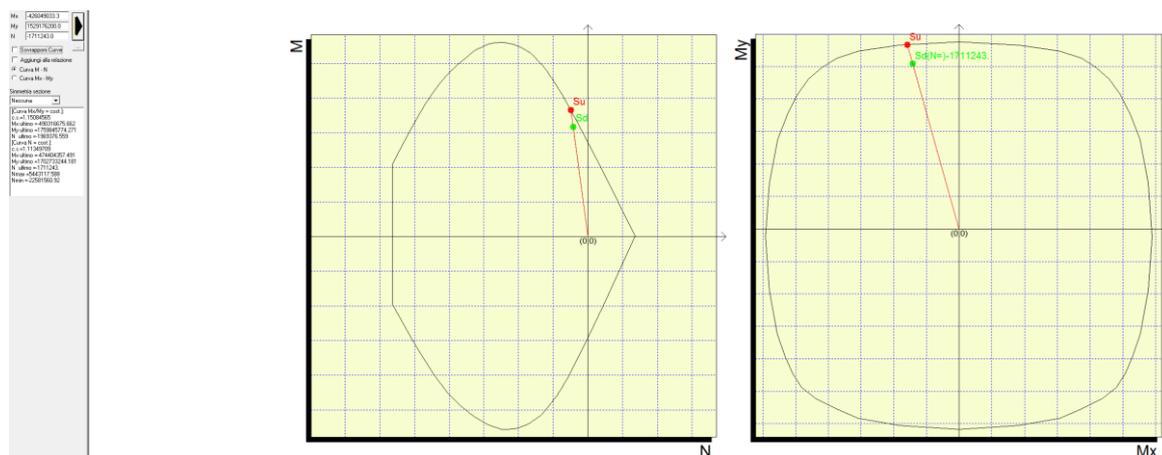


Figura 46 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
154455100.0	233448350.0	-2149840.0	1254005452.4	1895343719.7	-17454335.2	8.12
128206600.0	184375130.0	-2206924.0	1129424979.7	1624236797.9	-19441706.5	8.81
146299690.0	233729113.0	-2120771.0	1205325709.1	1925634352.7	-17472489.6	8.24
102552190.0	151940413.0	-2215910.0	960097139.3	1422471386.2	-20745425.8	9.36
128544010.0	239933623.0	-2156439.0	1059090149.6	1976843080.3	-17767170.2	8.24
102427810.0	191482453.0	-2217093.0	909707173.9	1700641272.7	-19690994.1	8.88
131801530.0	235758553.0	-2151407.0	1090400071.1	1950441265.4	-17798688.3	8.27
-47180672.0	665743022.0	-2824962.0	-214718601.6	3029787509.9	-12856363.9	4.55
-20950352.0	714640382.0	-2767343.0	-91684672.5	3127468664.8	-12110676.6	4.38
-57049960.0	637755032.0	-2747108.0	-268949880.1	3006560203.8	-12950655.3	4.71
-13332760.0	719250632.0	-2651077.0	-58629504.8	3162834130.7	-11657851.2	4.40
-39582880.0	630830132.0	-2707332.0	-189785809.9	3024605777.6	-12980692.6	4.79
-13223560.0	679763492.0	-2649874.0	-60863016.9	3128692795.9	-12196362.1	4.60
-42309628.0	636433460.0	-2718235.0	-201221417.2	3026829797.6	-12927721.8	4.76
160913475.0	369627330.0	-2944956.0	936705967.0	2151666450.4	-17143112.8	5.82
134664975.0	320554110.0	-3002040.0	828861400.2	1973006926.7	-18477522.3	6.15
152758065.0	369908093.0	-2915887.0	897386909.4	2173048475.9	-17129562.5	5.87
109010565.0	288119393.0	-3011026.0	700427282.9	1851258028.0	-19346792.3	6.43
135002385.0	376112603.0	-2951555.0	790190610.3	2201447384.2	-17275924.8	5.85
108886185.0	327661433.0	-3012209.0	671268366.6	2019987704.9	-18569854.5	6.16
138259905.0	371937533.0	-2946523.0	812240392.8	2185034684.4	-17310043.7	5.87
-40722297.0	801922002.0	-3620078.0	-151263652.3	2978752669.5	-13446840.2	3.71
-14491977.0	850819362.0	-3562459.0	-52344546.1	3073131656.5	-12867485.2	3.61
-50591585.0	773934012.0	-3542224.0	-193318755.2	2957328966.6	-13535419.7	3.82
-6874385.0	855429612.0	-3446193.0	-25005206.5	3111579302.2	-12535342.1	3.64
-33124505.0	767009112.0	-3502448.0	-128254653.5	2969779860.9	-13561116.0	3.87
-6765185.0	815942472.0	-3444990.0	-25457303.1	3070380902.3	-12963452.5	3.76
-35851253.0	772612440.0	-3513351.0	-137947912.7	2972846540.0	-13518619.2	3.85

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.
154455100.0	233448350.0	-2149840.0	1126130051.3	1702068771.8	-2149840.0	7.29
128206600.0	184375130.0	-2206924.0	1179396490.8	1696101303.0	-2206924.0	9.20
146299690.0	233729113.0	-2120771.0	1072368326.3	1713220976.2	-2120771.0	7.33
102552190.0	151940413.0	-2215910.0	1152180129.7	1707059837.2	-2215910.0	11.24
128544010.0	239933623.0	-2156439.0	939128485.3	1752928821.3	-2156439.0	7.31
102427810.0	191482453.0	-2217093.0	944513410.6	1765709378.7	-2217093.0	9.22
131801530.0	235758553.0	-2151407.0	976290047.6	1746328202.2	-2151407.0	7.41
-47180672.0	665743022.0	-2824962.0	-140429178.7	1981526371.5	-2824962.0	2.98
-20950352.0	714640382.0	-2767343.0	-57840321.0	1972999263.3	-2767343.0	2.76
-57049960.0	637755032.0	-2747108.0	-175468926.5	1961547227.2	-2747108.0	3.08
-13332760.0	719250632.0	-2651077.0	-36098127.1	1947353788.6	-2651077.0	2.71
-39582880.0	630830132.0	-2707332.0	-122696343.6	1955404726.3	-2707332.0	3.10
-13223560.0	679763492.0	-2649874.0	-37874835.8	1946974235.6	-2649874.0	2.86
-42309628.0	636433460.0	-2718235.0	-130132796.3	1957494540.1	-2718235.0	3.08
160913475.0	369627330.0	-2944956.0	845819521.0	1942895156.6	-2944956.0	5.26
134664975.0	320554110.0	-3002040.0	823021493.6	1959105717.0	-3002040.0	6.11
152758065.0	369908093.0	-2915887.0	802615859.2	1943557624.3	-2915887.0	5.25
109010565.0	288119393.0	-3011026.0	746737157.4	1973656925.2	-3011026.0	6.85
135002385.0	376112603.0	-2951555.0	706112121.7	1967207232.1	-2951555.0	5.23
108886185.0	327661433.0	-3012209.0	660678003.6	1988119075.2	-3012209.0	6.07
138259905.0	371937533.0	-2946523.0	729435448.6	1962278371.6	-2946523.0	5.28
-40722297.0	801922002.0	-3620078.0	-109944541.2	2165077931.6	-3620078.0	2.70
-14491977.0	850819362.0	-3562459.0	-36736213.2	2156771395.6	-3562459.0	2.53
-50591585.0	773934012.0	-3542224.0	-140252378.9	2145536383.6	-3542224.0	2.77
-6874385.0	855429612.0	-3446193.0	-17130479.2	2131669838.0	-3446193.0	2.49
-33124505.0	767009112.0	-3502448.0	-92402673.8	2139615150.8	-3502448.0	2.79
-6765185.0	815942472.0	-3444990.0	-17671666.2	2131362708.6	-3444990.0	2.61
-35851253.0	772612440.0	-3513351.0	-99377478.8	2141634390.3	-3513351.0	2.77

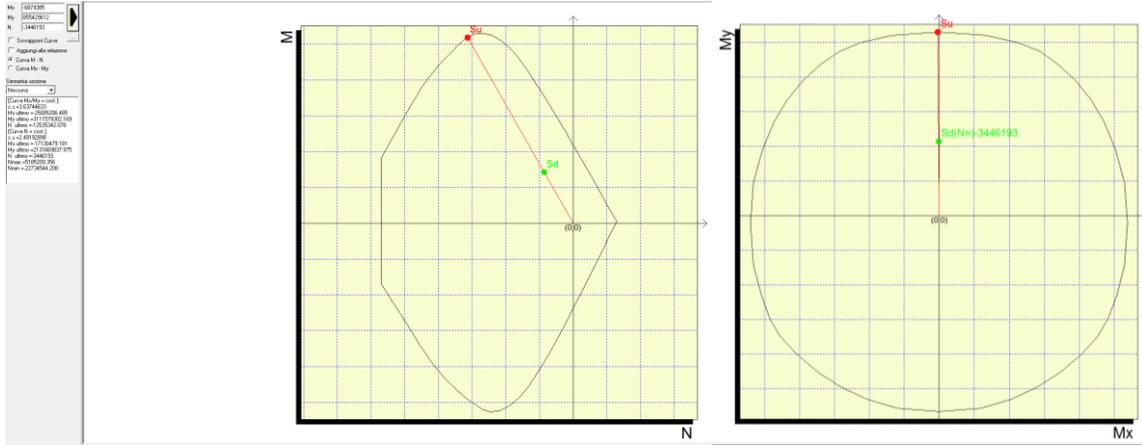


Figura 47 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

9.2.3 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).

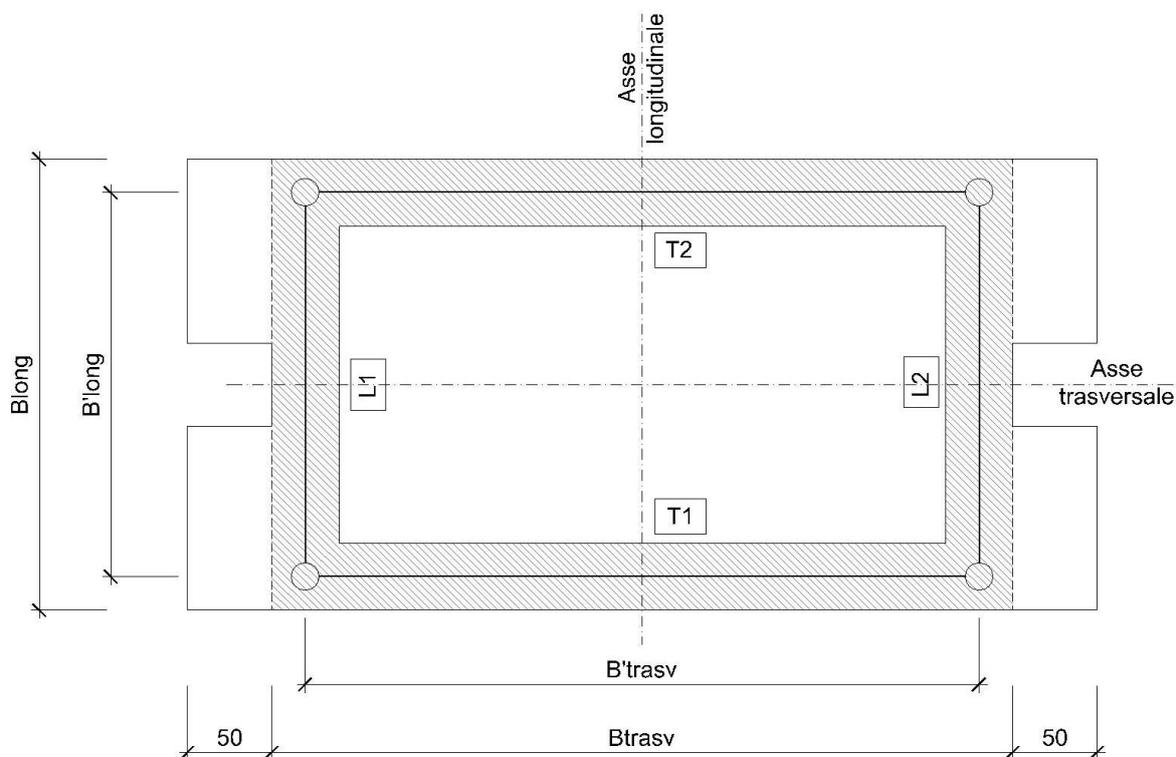


Figura 48 – Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli

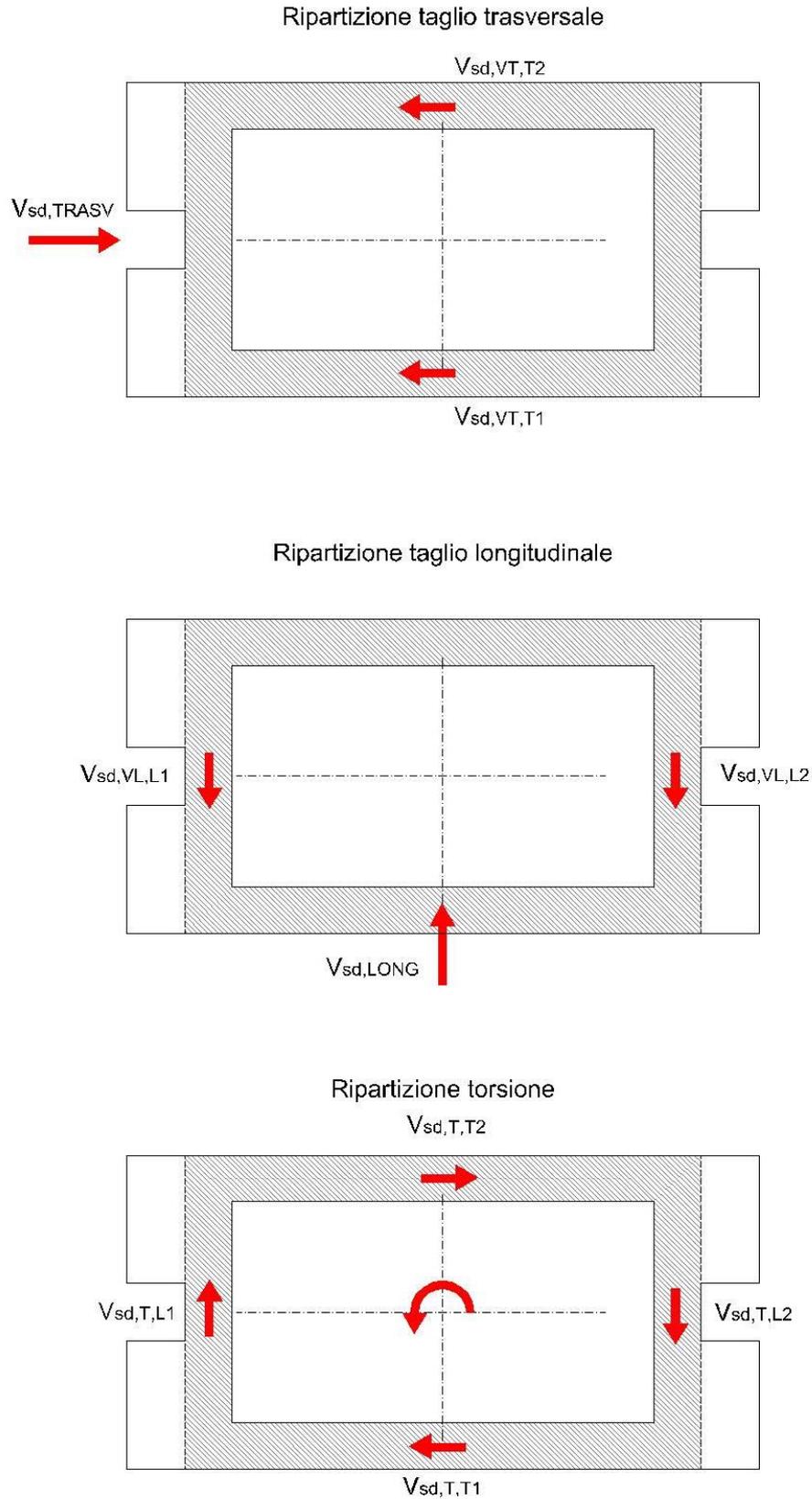


Figura 49 – Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione

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

Pila	[-]	UP6	UP7	UP8	UP9	
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	
B_{LONG}	[m]	3.73	6.07	6.33	5.92	Dimensione trasversale (filo esterno)
B_{TRASV}	[m]	6.43	6.47	6.73	6.32	Dimensione longitudinale (filo esterno)
B'_{LONG}	[m]	3.33	5.47	5.73	5.32	Dimensione trasversale (in asse)
B'_{TRASV}	[m]	5.03	4.87	5.13	4.72	Dimensione longitudinale (in asse)
Ω	[m ²]	16.75	26.64	29.39	25.11	Area interna sezione cava (in asse)
$V_{sd, LONG}$	[kN]	1847	4609	5967	4956	Taglio globale sollecitante in direzione longitudinale
$V_{sd, TRASV}$	[kN]	3026	5192	4453	2773	Taglio globale sollecitante in direzione trasversale
T_{sd}	[kNm]	3275	4308	4292	4158	Torsione sollecitante
$V_{sd, VL, L1/2}$	[kN]	923.69	2304.475	2983.67	2477.905	Pannelli longitudinali - Taglio associato a $V_{sd, LONG}$
$V_{sd, VL, T1/2}$	[kN]	0	0	0	0	Pannelli trasversali - Taglio associato a $V_{sd, LONG}$
$V_{sd, VT, L1/2}$	[kN]	0	0	0	0	Pannelli longitudinali - Taglio associato a $V_{sd, TRASV}$
$V_{sd, VT, T1/2}$	[kN]	1513.18	2595.87	2226.285	1386.65	Pannelli trasversali - Taglio associato a $V_{sd, TRASV}$
$V_{sd, T, L1/2}$	[kN]	325.5	442.3	418.4	440.4	Pannelli longitudinali - Taglio associato a T
$V_{sd, T, T1/2}$	[kN]	491.7	393.8	374.6	390.7	Pannelli trasversali - Taglio associato a T
$V_{sd, TOT, L1/2}$	[kN]	1249	2747	3402	2918	Pannelli longitudinali - Taglio massimo totale
$V_{sd, TOT, T1/2}$	[kN]	2005	2990	2601	1777	Pannelli trasversali - Taglio massimo totale

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 49**), 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 ϕ 16/20 UP6

Armatura tipica setti: 1+1 ϕ 20/20 UP7-UP9

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

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.2)

Pila	[-]	UP6	UP7	UP8	UP9	
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	
Pannello	[-]	L1/2	L1/2	L1/2	L1/2	
γ_c	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	1.15	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	16.5	16.5	16.5	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.2	8.2	8.2	8.2	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	391	391	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	3700	6078	6367	5911	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	400	600	600	600	Larghezza sezione
s	[mm]	200	200	200	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	402	628	628	628	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	45	45	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	2619	6725	7045	6541	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	5482	13507	14149	13136	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	2619	6725	7045	6541	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	1249	2747	3402	2918	Taglio sollecitante di progetto
F_S	[-]	2.10	2.45	2.07	2.24	Coefficiente di sicurezza

Pila	[-]	UP6	UP7	UP8	UP9	
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	
Pannello	[-]	T1/2	T1/2	T1/2	T1/2	
γ_c	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	Coefficiente parziale per il calcestruzzo
γ_s	[-]	1.15	1.15	1.15	1.15	Coefficiente parziale per l'acciaio
R_{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	35	Resistenza caratteristica cubica CLS
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	16.5	16.5	16.5	Resistenza a compressione di progetto
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.2	8.2	8.2	8.2	Resistenza a compressione ridotta di progetto
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	450	450	Tensione caratt.di snervamento dell'acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	391	391	Tensione di snervamento di progetto
α_c	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	(vedi NTC2008)
d	[mm]	5589	5411	5700	5244	Altezza utile sezionale
b_w	[mm]	400	600	600	600	Larghezza sezione
s	[mm]	200	200	200	200	Passo armatura a taglio
A_{sw}	[mm ²]	402	628	628	628	Area armatura a taglio
α	[°]	90	90	90	90	Inclinazione armatura a taglio
θ	[°]	45	45	45	45	Inclinazione puntone compresso
V_{Rsd}	[kN]	3956	5988	6307	5803	Taglio resistente lato acciaio
V_{Rcd}	[kN]	8280	12025	12667	11655	Taglio resistente lato CLS
V_{Rd}	[kN]	3956	5988	6307	5803	Taglio resistente di progetto
V_{Sd}	[kN]	2005	2990	2601	1777	Taglio sollecitante di progetto
F_S	[-]	1.97	2.00	2.43	3.26	Coefficiente di sicurezza

9.3 Plinti 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 flessione e taglio

Le azioni massime sui pali considerate in fase di dimensionamento e verifica per il plinto UP6, risultanti dal modello a ripartizione rigida descritto nel par. 9.4.2, sono desunte dalle tabelle di sintesi riportate nel par. 9.4.2.

Le azioni massime considerate in fase di dimensionamento e verifica dei plinti UP7-UP9, risultanti dal modello ad elementi finiti descritto nel par. 9.4.2, sono desunte dai grafici e dalle tabelle di sintesi riportate nel par. 9.4.2.

Le azioni massime così valutate sono finalizzate alle sole verifiche strutturali.

9.3.2 Verifica a flessione e taglio

La resistenza del plinto UP6 è valutata facendo riferimento alla schematizzazione limite “tirante-puntone” mostrata in **Figura 50**. 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.

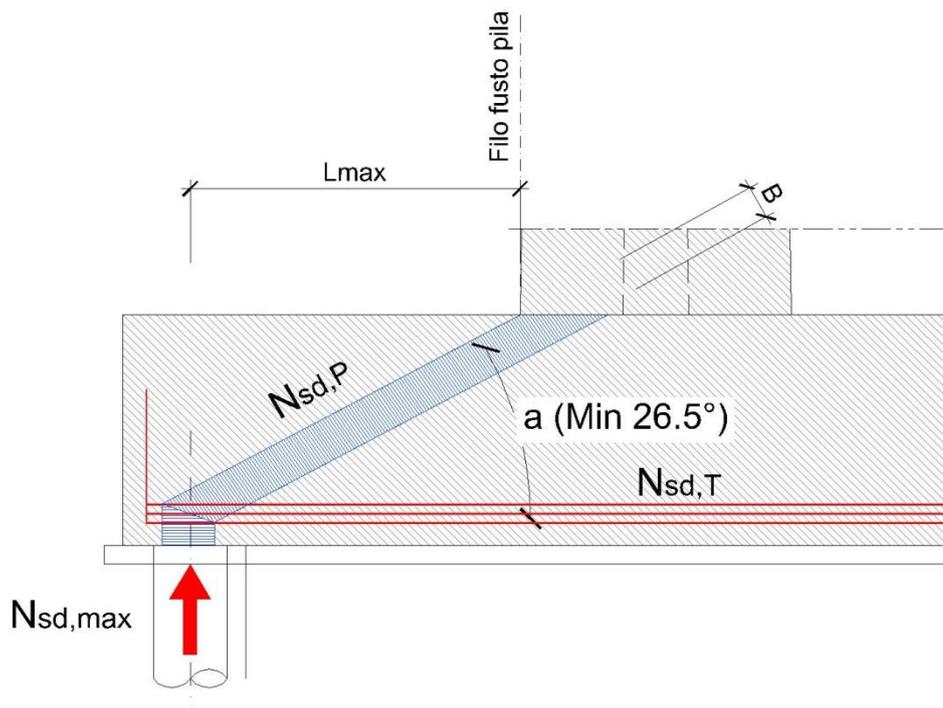


Figura 50 – Schema di calcolo plinto di fondazione

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate per il plinto di fondazione UP6, avente diametro $d=11.45m$.

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

Verifica del puntone diagonale

Plinto	[-]	UP6	UP6	
Direzione	[-]	L	T	
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 ²]	35	35	Resistenza a compressione (cubica)
f_{ck}	[N/mm ²]	29.05	29.05	Resistenza a compressione (cilindrica)
f_{cd}	[N/mm ²]	19.4	19.4	Resistenza a compressione di progetto
v'	[-]	0.884	0.884	Vedi EC2
$\sigma_{Rd,max}$	[N/mm ²]	14.5	14.5	Resistenza a compressione effettiva del puntone
B	[mm]	400	400	Spessore puntone
L	[mm]	1000	1000	Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	5820	5820	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1784	1784	Azione massima sul palo
a	[°]	33	38	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	3276	2898	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.78	2.01	Coefficiente di sicurezza

Verifica del tirante inferiore

Plinto	[-]	UP6	UP6	
Direzione	[-]	L	T	
f_y	[N/mm ²]	450	450	Snervamento acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	391.3	Resistenza a trazione di progetto
A_s	[mm ²]	13273.2	10618.6	Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	5194	4155	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1784	1784	Azione massima sul palo
a	[°]	33	38	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	2747	2283	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.89	1.82	Coefficiente di sicurezza

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate per le fondazioni a plinto rettangolare UP7 ($B \times L = 8.6 \times 17.6 \text{m}$) e a plinto rettangolare rastremato UP8-UP9 ($B_{\max} \times L_{\max} = 8.6 \times 17.6 \text{m}$) maggiormente sollecitate.

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

Verifica del puntone diagonale

Plinto	[-]	UP7	
Direzione	[-]	L	
k_1	[-]	0.85	(=1.00 se C-C-C, 0.85 se C-C-T, 0.75 se C-T-T)
R_{ck}	[N/mm²]	35	Resistenza a compressione (cubica)
f_{ck}	[N/mm²]	29.05	Resistenza a compressione (cilindrica)
f_{cd}	[N/mm²]	19.4	Resistenza a compressione di progetto
v'	[-]	0.884	Vedi EC2
$\sigma_{Rd,max}$	[N/mm²]	14.5	Resistenza a compressione effettiva del puntone
B	[mm]	400	Spessore puntone
L	[mm]	1000	Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	5820	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1960	Azione massima sul palo
a	[°]	30	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	3920	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.48	Coefficiente di sicurezza

Verifica del tirante inferiore

Plinto	[-]	UP7	
Direzione	[-]	L	
f_y	[N/mm²]	450	Snervamento acciaio
f_{yd}	[N/mm²]	391.3	Resistenza a trazione di progetto
A_s	[mm²]	18583	Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	7271	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1960	Azione massima sul palo
a	[°]	30	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	3395	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	2.14	Coefficiente di sicurezza

Verifica del puntone diagonale

Plinto	[-]	UP8-UP9	
Direzione	[-]	L	
k_1	[-]	0.85	(=1.00 se C-C-C, 0.85 se C-C-T, 0.75 se C-T-T)
R_{ck}	[N/mm ²]	35	Resistenza a compressione (cubica)
f_{ck}	[N/mm ²]	29.05	Resistenza a compressione (cilindrica)
f_{cd}	[N/mm ²]	19.4	Resistenza a compressione di progetto
v'	[-]	0.884	Vedi EC2
$\sigma_{Rd,max}$	[N/mm ²]	14.5	Resistenza a compressione effettiva del puntone
B	[mm]	400	Spessore puntone
L	[mm]	1000	Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	5820	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	2510	Azione massima sul palo
a	[°]	30	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	5020	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.16	Coefficiente di sicurezza

Verifica del tirante inferiore

Plinto	[-]	UP8-UP9	
Direzione	[-]	L	
f_y	[N/mm ²]	450	Snervamento acciaio
f_{yd}	[N/mm ²]	391.3	Resistenza a trazione di progetto
A_s	[mm ²]	18583	Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	7271	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	2510	Azione massima sul palo
a	[°]	30	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	4347	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.67	Coefficiente di sicurezza

9.4 Pali di fondazione

9.4.1 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.

9.4.2 Azioni massime sui pali

9.4.2.1 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, e sono finalizzate alle sole verifiche strutturali.

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.

Per la fondazione circolare UP6, 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/rigidità assiale dell'i-esimo palo
- $A_{v,i}$: area/rigidità a taglio dell'i-esimo palo

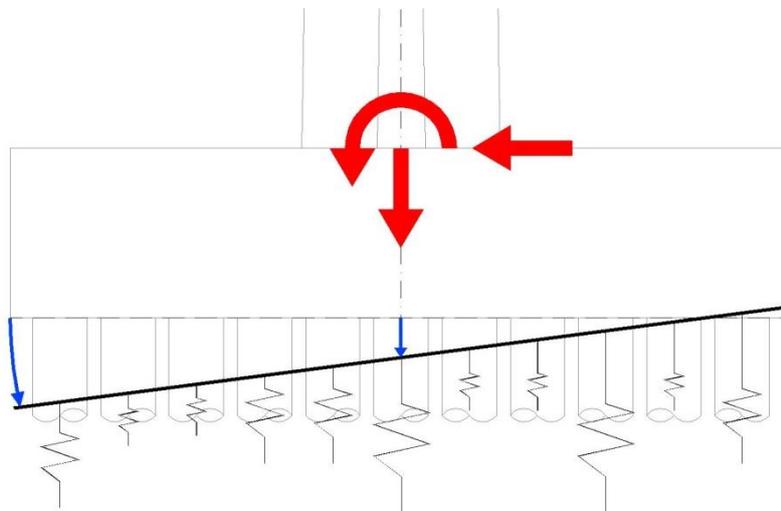


Figura 51 – Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici

Per le fondazioni rettangolari (UP7) e rastremate (UP8-UP9), la ripartizione delle azioni globali in testa ai singoli pali è svolta mediante un modello 2-D ad elementi finiti elastico lineare, differenziando il valore delle molle elastiche in termini di rigidezza.

Il modello FEM assume:

- discretizzazione del piano medio del plinto di fondazione mediante elementi di tipo “plate”;
- comportamento rigido della fondazione in corrispondenza della base pila;
- connessione mediante elementi “rigid link” della sezione dei pali di momento nullo al piano medio fondazione;
- connessione mediante elementi “rigid link” del baricentro geometrico della sezione di base pila, posta all’estradosso plinto, al piano medio fondazione. Tale punto corrisponde al punto di applicazione delle azioni risultanti estratte dal modello FEM globale dell’impalcato e riassunte nel par. 8.2;
- molle elastiche lineari con rigidezza in direzione orizzontale (x e y) e verticale (z) differenziata per le diverse tipologie di pali.

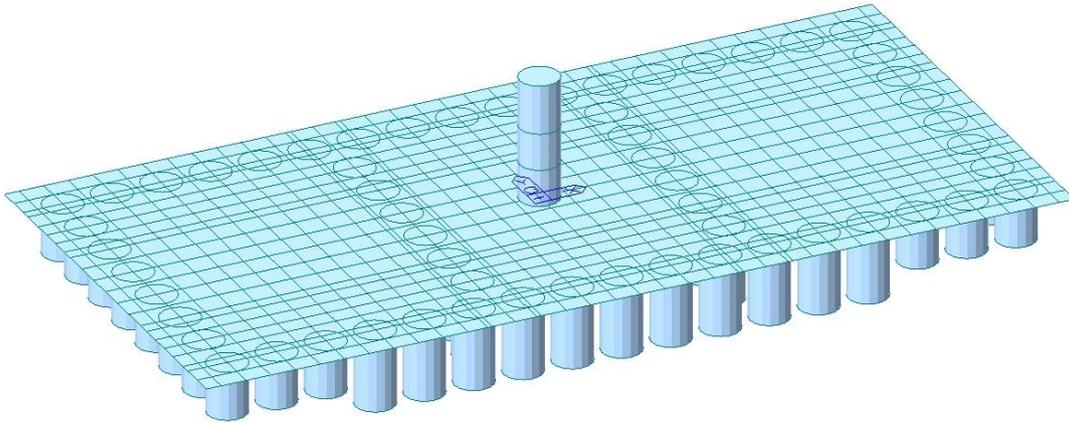


Figura 52 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP7 – Vista assometrica

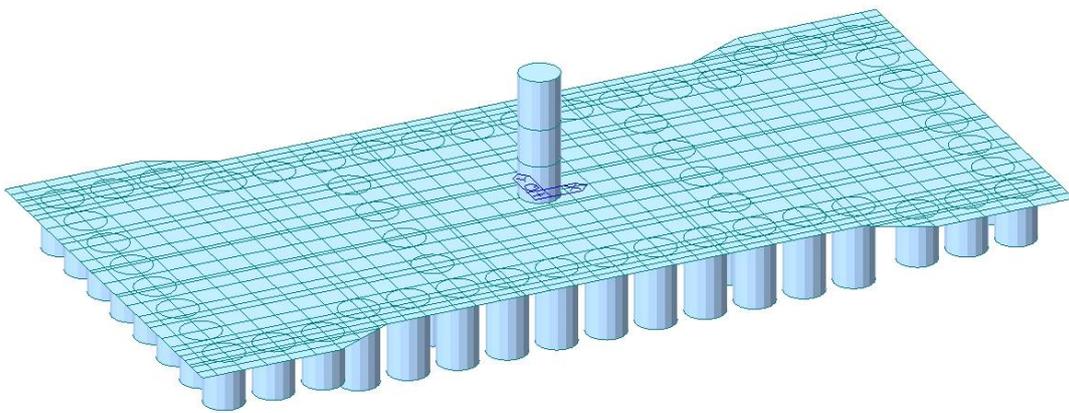


Figura 53 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP8-UP9 – Vista assometrica

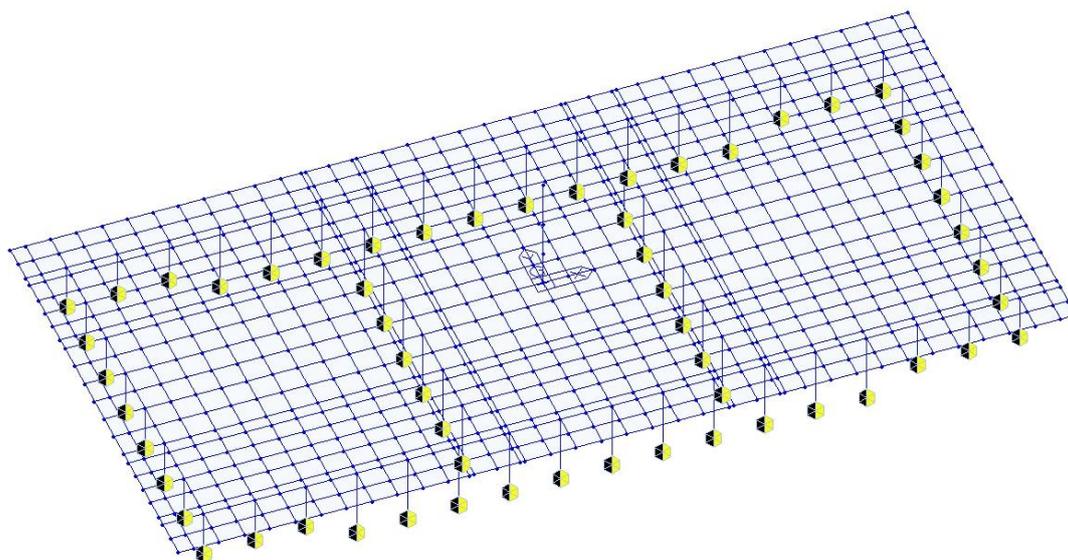


Figura 54 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP7 – Vista assonometrica

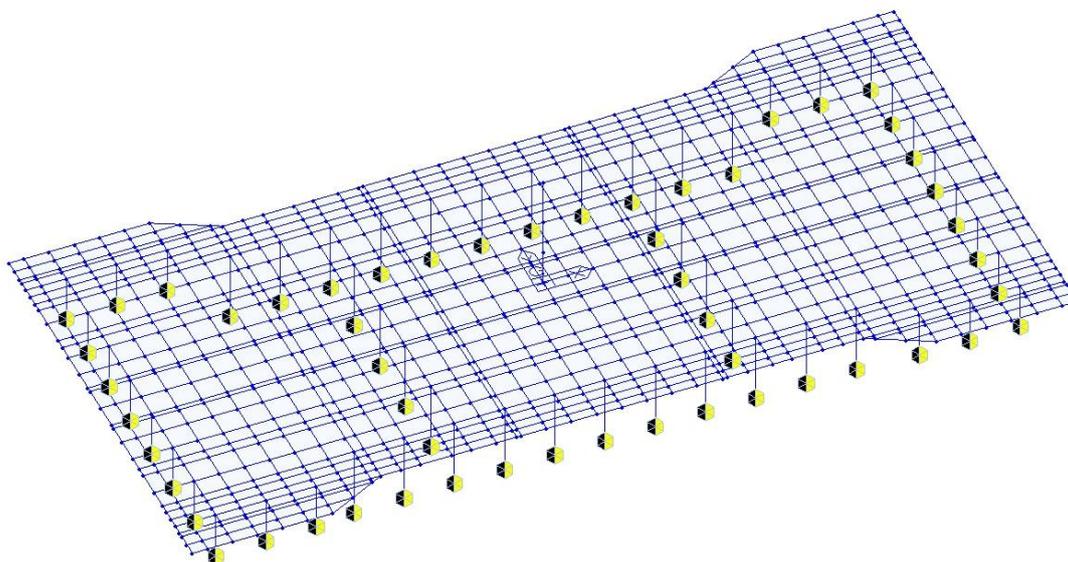


Figura 55 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP8-UP9– Vista assonometrica

Si riportano nel seguito i grafici dell'involuppo delle azioni più gravose allo SLU e allo SLV risultanti sui pali e riassunte in **Tabella 1**.

Il valore del max momento agente in testa palo assunto ai fini delle verifiche è calcolato assumendo una profondità del punto di nullo del momento pari a $z_{PNM} = 3 \cdot D_{palo} = 2.4m$, ed

assumendo a favore di sicurezza $V_{,max} = \sqrt{V_{x,max}^2 + V_{y,max}^2}$. Risulta quindi:

$$M_{max} = \sqrt{V_{x,max}^2 + V_{y,max}^2} \cdot z_{PNM}$$

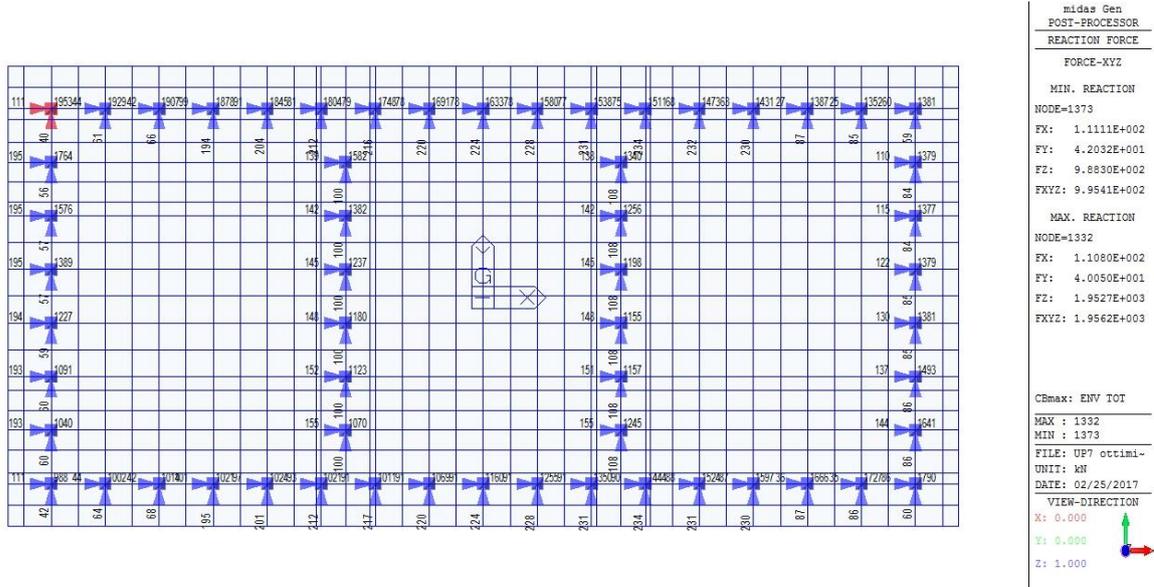


Figura 56 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP7– Azioni risultanti sui pali (ENVmax)

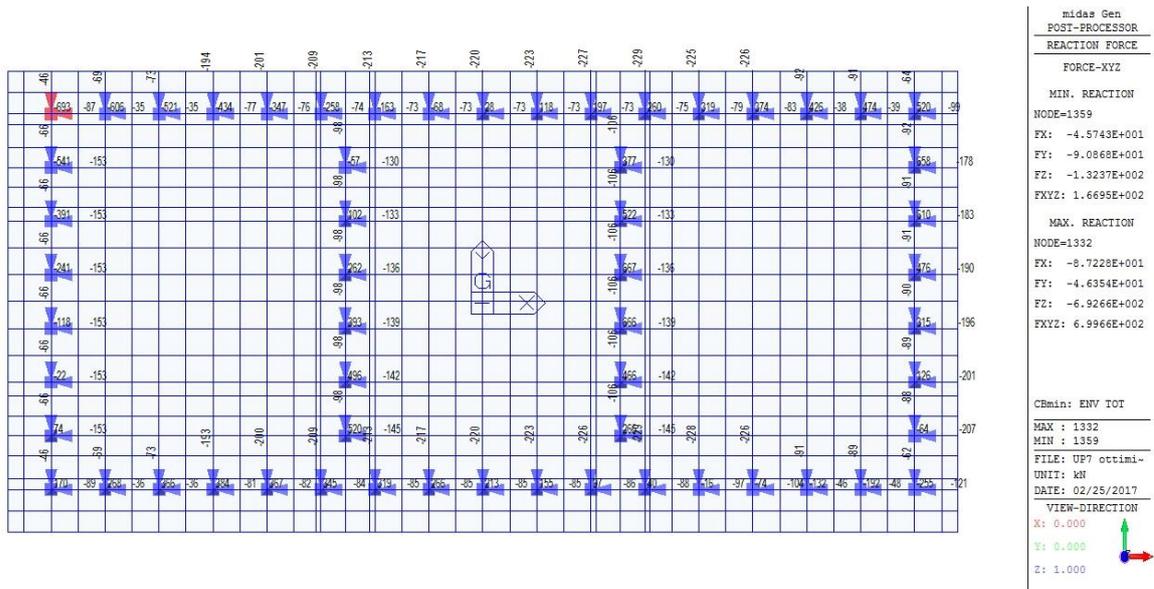


Figura 57 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP7– Azioni risultanti sui pali (ENVmin)

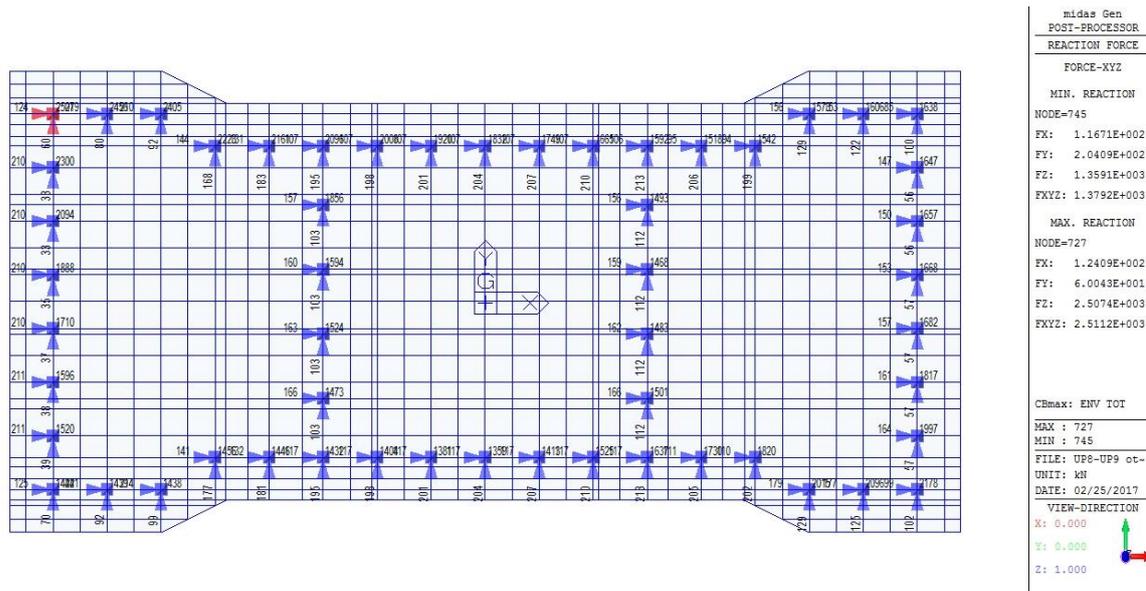


Figura 58 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP8-UP9– Azioni risultanti sui pali (ENVmax)

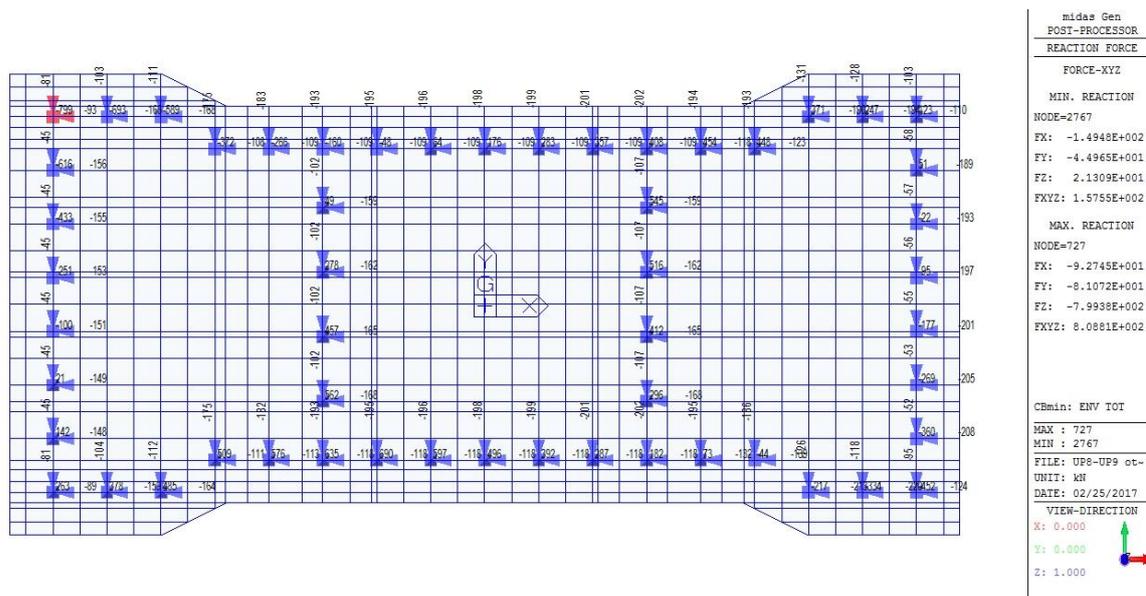


Figura 59 – Modello FEM della fondazione rettangolare UP8-UP9– Azioni risultanti sui pali (ENVmin)

9.4.2.2 Tabelle di sintesi

In **Tabella 1** 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 maggiormente sollecitati			
		N_{1max}	N_{1min}	V_{1max}	M_{1testa}
		KN	KN	KN	KNm
UP6	Pali perimetrali	-1784	517	148	356
UP7	Pali perimetrali	-1960	695	144	345
UP8-UP9	Pali perimetrali	-2510	800	254	610

Tabella 1 – Max Azioni SLU/SLV agenti sui pali

9.4.3 Verifica a pressoflessione

In **Tabella 2** 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_{testa}	N_{rd}	M_{rd}	C.S
		KN	KNm	KN	KNm	
UP6	Pali perimetrali	517	356	1010	695	1.95
UP7	Pali perimetrali	695	345	1319	657	1.90
UP8-UP9	Pali perimetrali	800	610	980	747	1.23

Tabella 2 – Verifica a pressoflessione dei pali

Il corrispondente dominio M-N_{SLU/SLV} relativo alla sezione di testa dei pali maggiormente sollecitati è rappresentato in **Figura 60**.

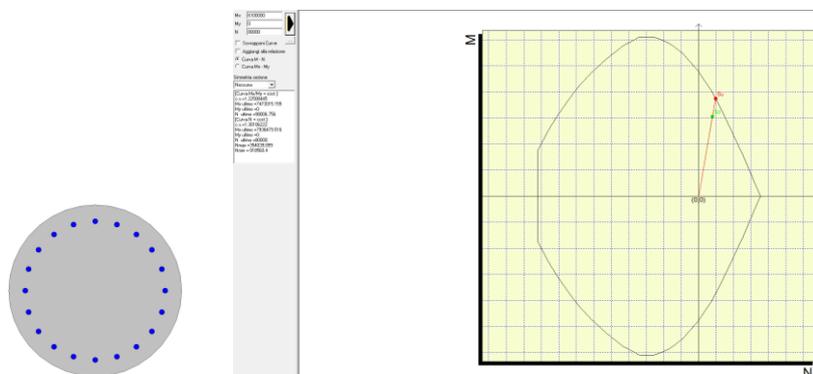


Figura 60 – Dominio SLU della sezione di testa dei pali UP6-UP9 maggiormente sollecitata

9.4.4 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 3** si riporta la verifica a taglio allo SLU della sezione di testa del palo maggiormente sollecitato, 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.

Resistenza a taglio di sezioni in c.a. con specifica armatura			
Sezione testa palo UP6-UP9			
Geometria della sezione			
Larghezza sezione	b_w	640	mm
Area di un braccio di una staffa	A_{st}	655	mm ²
N. di braccia della staffa	n	154	-
Area totale armatura trasversale	A_{sw}	2	mm ²
Interasse	s	307.9	mm
Inclinazione rispetto all'asse trave	α	100	°
Proprietà meccaniche dei materiali			
Resistenza a compressione di progetto cls	f_{cd}	14.11	MPa
Resistenza a snervamento di progetto acciaio	f_{yd}	391.3	MPa
Sollecitazioni di progetto			
Taglio	V_{Ed}	254	KN
Sforzo normale (> 0 compressione)	N_{Ed}	0	KN
Inclinazione del puntone di cls	θ	45	°
	cotθ	1.00	-
Tensione assiale nella sezione	σ_{cp}	0.00	Mpa
	σ_{cp} / f_{cd}	0.000	-
Coeff. per presenza di compressione	α_c	1.000	-
Verifica SLU a taglio			
Resistenza a taglio trazione	V_{Rd,s}	746	KN
Resistenza a taglio compressione	V_{Rd,c}	1400	KN
Resistenza a taglio = min(V_{Rd,s} · V_{Rd,c})	V_{Rd}	746	KN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	2.94	verificato

Tabella 3 – Verifica a taglio sezione di testa palo UP6-UP9