

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

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

**OPERE D'ARTE
OPERE D'ARTE MAGGIORI
ALLARGAMENTO VIADOTTO CLAREA – DISCESA
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	6	
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	C	L	O	C	0	7	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

Empty box for technical details or drawings.

SCALA / ÉCHELLE

-

I PROGETTISTI/LES DESIGNERS



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

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

Empty box for contractor information.

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

Empty box for project manager information.

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 (Pile e spalle).....	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	22
5.3 Schema di vincolo dell'impalcato	23
5.3.1 Sistema di vincolo in condizioni statiche.....	24
5.3.2 Sistema di vincolo in condizioni sismiche.....	25
5.4 Modello viadotti condizioni di carico statiche.....	25
5.4.1 Fase 1	25
5.4.2 Fase 2	25
5.5 Modello viadotti condizioni di carico sismiche.....	26
5.5.1 Analisi modale	27
5.5.2 Caratteristiche degli smorzatori viscosi	28
5.5.3 Caratteristiche dei dispositivi d'isolamento.....	28
6. CARICHI DI PROGETTO.....	29
6.1 Peso proprio impalcato in c.a.p. – Viadotto Clarea esistente	29
6.2 Carichi permanenti portati – Viadotto Clarea esistente.....	30
6.3 Peso proprio impalcato metallico	30
6.3.1 Peso proprio soletta in c.a.	30
6.3.2 Peso proprio pile in c.a.....	31
6.4 Permanenti	31
6.5 Carichi Accidentali folla.....	32
6.6 Carichi Accidentali mezzi.....	32
6.6.1 Sottocaso 1 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico Q1 gravante su entrambi gli impalcati	33
6.6.2 Sottocaso 2 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico Q1 gravante sull'impalcato esistente	35
6.6.3 Sottocaso 3 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico Q1 gravante sull'impalcato di nuova realizzazione.....	36
6.6.4 Azione longitudinale di frenamento.....	38
6.6.5 Azione trasversale centrifuga.....	38
6.7 Azione del vento	39
6.8 Resistenze parassite dei vincoli (Q7).....	39
6.9 Effetti della temperatura	40

6.9.1	Variazione termica uniforme	40
6.9.2	Variazione termica differenziale trave – soletta	40
6.10	Effetti dovuti al ritiro	40
6.11	Cedimenti differenziali	40
6.12	Azione sismica.....	40
7.	COMBINAZIONI DI PROGETTO	41
8.	RISULTATI DEL MODELLO DI CALCOLO	42
8.1	Premessa	42
8.2	Sollecitazioni risultanti a quota spiccato pila	43
8.3	Azioni sugli appoggi.....	49
8.3.1	Azioni orizzontali Allineamento 1	50
8.3.2	Azioni orizzontali Allineamento 2.....	51
8.3.3	Azioni verticali Allineamento 1	52
8.3.4	Azioni verticali Allineamento 2.....	53
8.4	Verifica delle barre	55
8.4.1	Allineamento 1	55
8.4.2	Allineamento 2.....	55
9.	VERIFICHE	57
9.1	Setti in sommità delle pile di nuova realizzazione	57
9.1.1	Premessa	57
9.1.2	Pila IP2 – Condizione 1	57
9.1.3	Pila IP2 – Condizione 2	59
9.1.4	Pila IP3 – Condizione 1	62
9.1.5	Pila IP3 – Condizione 2	64
9.1.6	Pila IP4 – Condizione 1	66
9.1.7	Pila IP4 – Condizione 2	68
9.1.8	Pila IP5 – Condizione 1	71
9.1.9	Pila IP5 – Condizione 2	73
9.2	Fusto pile	75
9.2.1	Premessa	75
9.2.2	Verifica a pressoflessione deviata.....	76
9.2.3	Verifica combinata a taglio e torsione	93
9.3	Plinti di fondazione.....	97
9.3.1	Premessa	97
9.3.2	Verifica a flessione e taglio.....	98
9.4	Pali di fondazione	102
9.4.1	Premessa	102
9.4.2	Azioni massime sui pali	102
9.4.2.1	Premessa.....	102
9.4.2.2	Tabelle di sintesi	108
9.4.3	Verifica a pressoflessione	108
9.4.4	Verifica a taglio.....	109

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Inquadramento generale geometria pila IP1	7
Figura 2 – Plinto IP1	8
Figura 3 – Inquadramento generale geometria pile IP2,3,4,5	10
Figura 4 – Plinto pile IP2,3	11
Figura 5 – Plinto pile IP4,5	11
Figura 6 – Modellazione delle pile nuove - Viadotto in affiancamento	16
Figura 7 – Modellazione delle pile esistenti	17
Figura 8 – Modellazione Modellazione della pila IP1	17
Figura 9 – Geometria del modello di calcolo del Viadotto Clarea – stato di fatto	17
Figura 10 – Sezione tipo impalcato a cassone Clarea esistente	18
Figura 11 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo - Viadotto Clarea	18
Figura 12 – Dettaglio elementi - Viadotto Clarea esistente	18
Figura 13 – Geometria del modello di calcolo – Viadotto di ingresso in affiancamento	19
Figura 14 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo - Viadotto di ingresso in affiancamento	19
Figura 15 – Dettaglio elementi - Viadotto Clarea discesa	20
Figura 16 – Geometria del modello di calcolo – Strutture solidarizzate.....	20
Figura 17 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo – Strutture solidarizzate.....	20
Figura 18 – Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna	21
Figura 19 – Rappresentazione della connessione tra i due viadotti vista unifilare	22
Figura 20 – Modellazione degli apparecchi d'appoggio su pila	24
Figura 21 – Caratteristiche dello spettro di risposta smorzato	26
Figura 22 – Deformata associata al primo modo di vibrare.....	27
Figura 23 – Deformata associata al secondo modo di vibrare	27
Figura 24 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 1	33
Figura 25 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 1	34
Figura 26 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 1	34
Figura 27 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 1	34
Figura 28 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 2	35
Figura 29 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 2	35
Figura 30 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 2	36
Figura 31 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 2	36
Figura 32 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 3	37
Figura 33 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 3	37
Figura 34 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 3	37
Figura 35 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 3	38
Figura 36 – Sezione di verifica allo spiccato	76
Figura 37 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche	77
Figura 38 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	79
Figura 39 – Sezione di verifica allo spiccato	80
Figura 40 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche	81
Figura 41 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	83
Figura 42 – Sezione di verifica allo spiccato	83
Figura 43 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche	84
Figura 44 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	86
Figura 45 – Sezione di verifica allo spiccato	87
Figura 46 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche	88

Figura 47 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	89
Figura 48 – Sezione di verifica allo spiccato	90
Figura 49 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche	91
Figura 50 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche	93
Figura 51 – Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli	93
Figura 52 – Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione	94
Figura 53 – Schema di calcolo plinto di fondazione	98
Figura 54 – Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici	103
Figura 55 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP2-IP3 – Vista assonometrica ...	104
Figura 56 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP4-IP5– Vista assonometrica	104
Figura 57 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP2-IP3– Vista assonometrica	105
Figura 58 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP4-IP5– Vista assonometrica	105
Figura 59 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP2-IP3– Azioni risultanti sui pali (ENV _{max})	106
Figura 60 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP2-IP3– Azioni risultanti sui pali (ENV _{min})	106
Figura 61 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP4-IP5– Azioni risultanti sui pali (ENV _{max})	107
Figura 62 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP4-IP5– Azioni risultanti sui pali (ENV _{min})	107
Figura 63 – Dominio SLU della sezione di testa dei pali IP1-IP5 maggiormente sollecitata	109

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 discesa) e, più in dettaglio, dei seguenti elementi:

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

2. DESCRIZIONE

Pila IP1

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 $B_{\text{long}} \times B_{\text{trasv}} = 2.70 \times 5.40\text{m}$ che variano fino ad un massimo di $3.37 \times 6.07\text{m}$. 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 $B_{\text{long}} \times B_{\text{trasv}} = 3.70 \times 6.40\text{m}$, che si raccorda linearmente al fusto pila lungo un tratto di 2.00m.

All'estradosso del pulvino si prevedono n.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 (ϕ 800), trivellati con camicia di rivestimento.

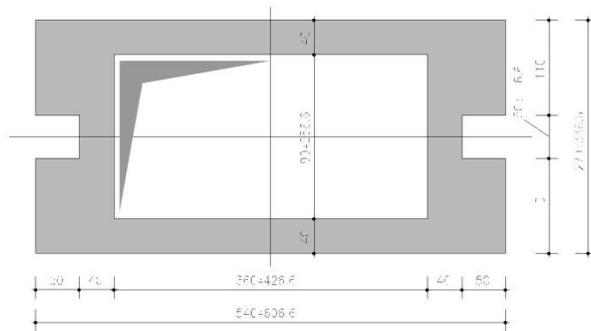
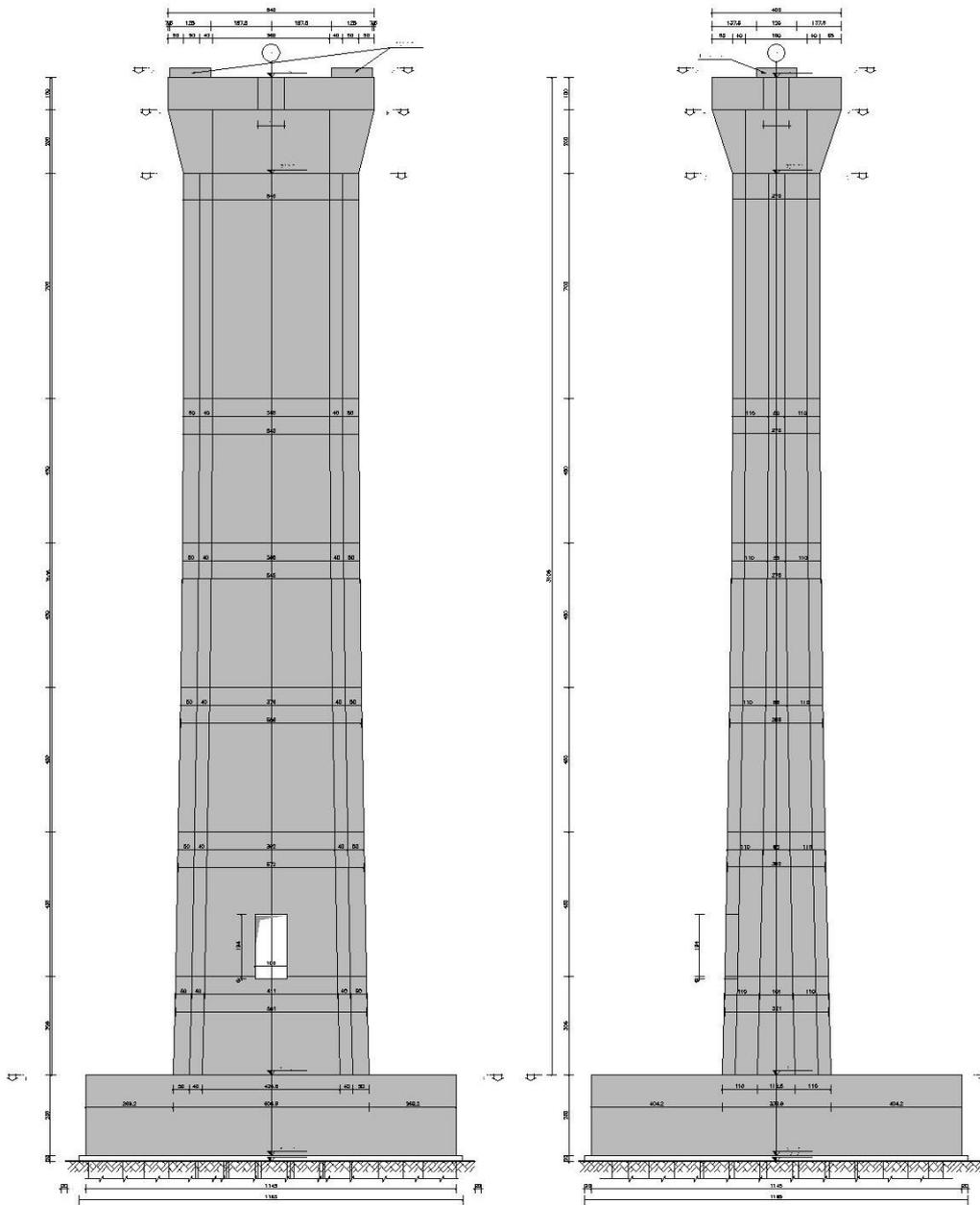


Figura 1 – Inquadramento generale geometria pila IP1

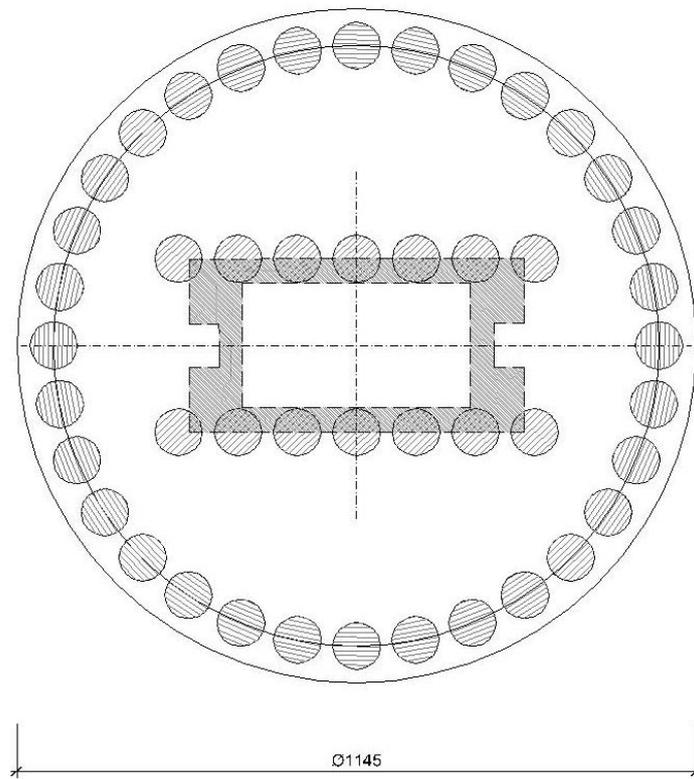


Figura 2 – Plinto IP1

Pila IP2,3,4,5

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 $B_{long} \times B_{trasv} = 5.00 \times 5.40m$ che variano fino ad un massimo di $6.65 \times 7.05m$. 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 $7.40 \times 1.10m$, 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 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 IP4 e IP5, impostati su pali "ravvicinati" ($i < 3D$) a realizzare, di fatto, un diaframma equivalente di fondazione. Le geometrie tipiche del plinto sono $B_{long} \times B_{trasv} = 17.60m \times 8.60m$, con spessore variabile da 2.00 a 3.00m.

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

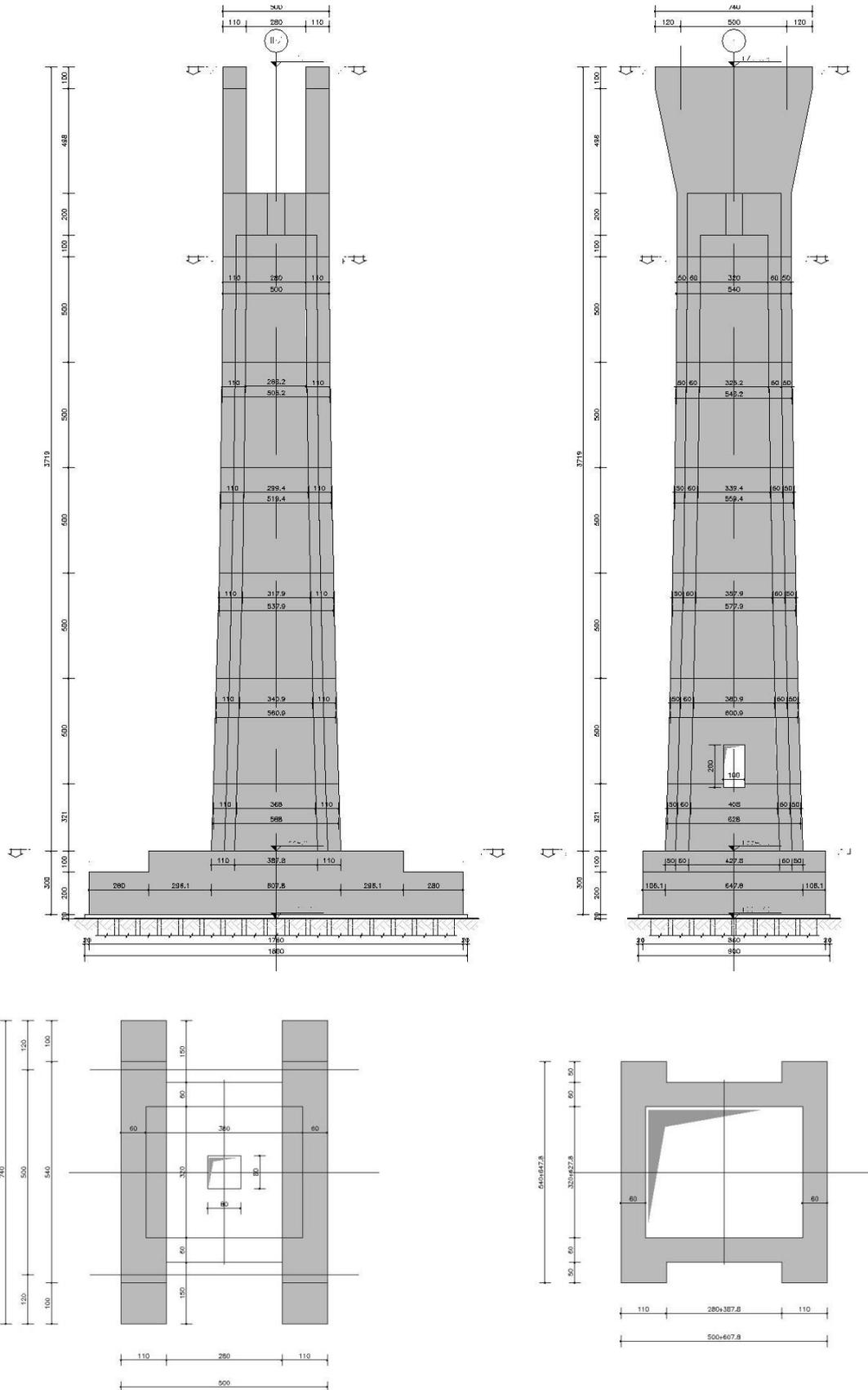


Figura 3 – Inquadramento generale geometria pile IP2,3,4,5

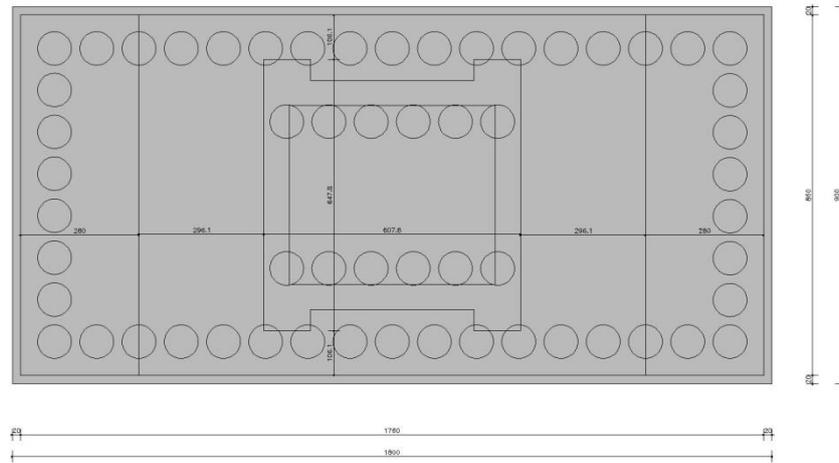


Figura 4 – Plinto pile IP2,3

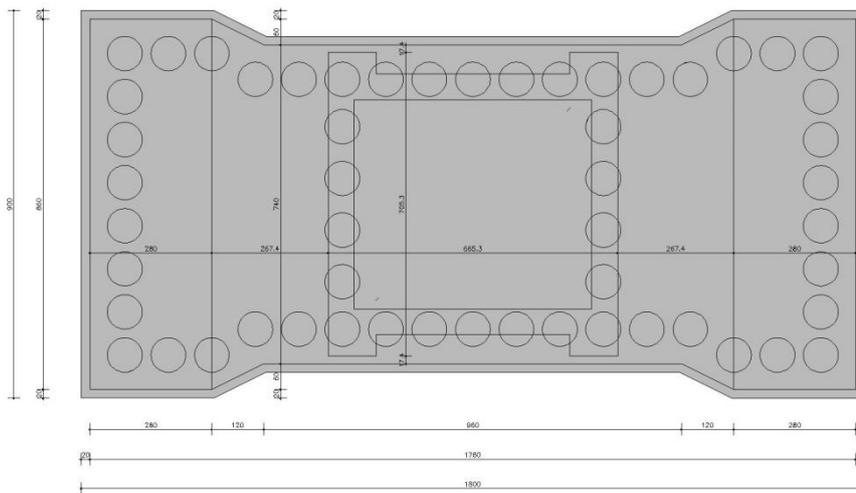


Figura 5 – Plinto pile IP4,5

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 (Pile e spalle)

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_{ctm}	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_{ctfm}	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 (SAP 2000 v.19) consente di modellare le geometrie dei viadotti dello svincolo e tutte le condizioni di carico della tipologia di ponte in esame.

È stato creato un modello 3-D ad elementi finiti di tipo “beam” dello svincolo in ingresso comprensivo di elementi di pile e impalcati secondo la geometria reale di tracciato planimetrico.

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

Il pulvino della pila IP1 è stato modellato con elementi finiti di tipo “beam” caratterizzati dalla inerzia e massa effettiva. I baggioli delle pile IP2÷IP5 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.

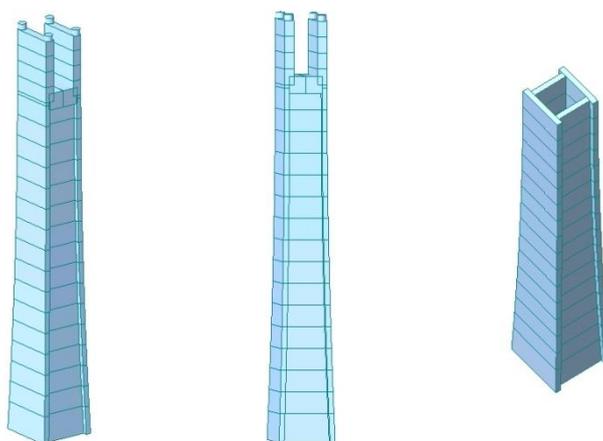


Figura 6 – Modellazione delle pile nuove - Viadotto in affiancamento

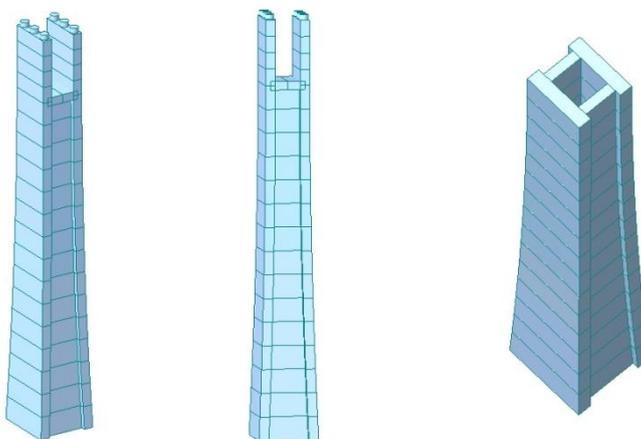
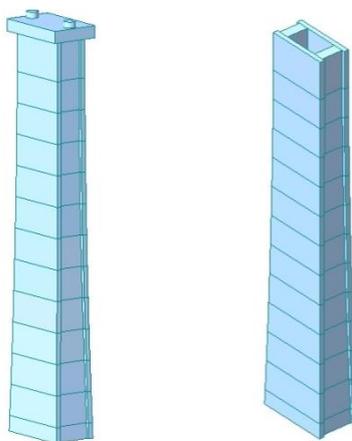


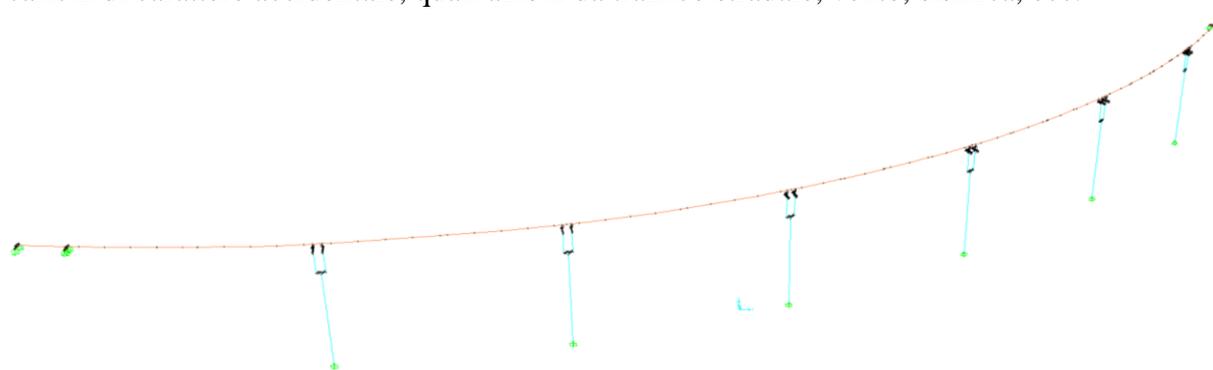
Figura 7 – Modellazione delle pile esistenti**Figura 8 – Modellazione della pila IP1**

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 mezzzeria della sezione. In corrispondenza delle pile, sono stati inseriti dei "link rigidi" di collegamento tra gli elementi di trave dell'impalcato e gli elementi rappresentativi degli apparecchi d'appoggio.

Le sezioni 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 – stato di fatto**

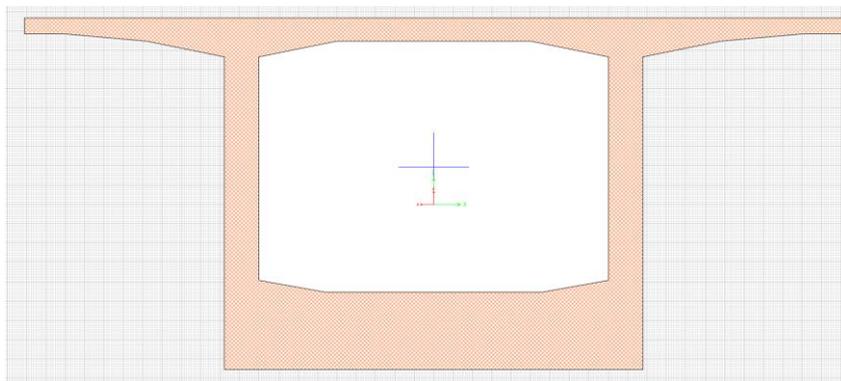


Figura 10 – Sezione tipo impalcato a cassone Clarea esistente

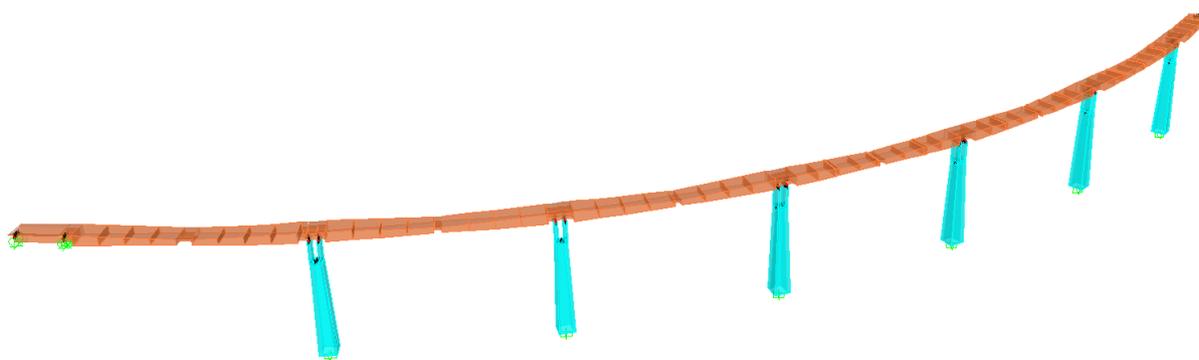


Figura 11 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo - Viadotto Clarea

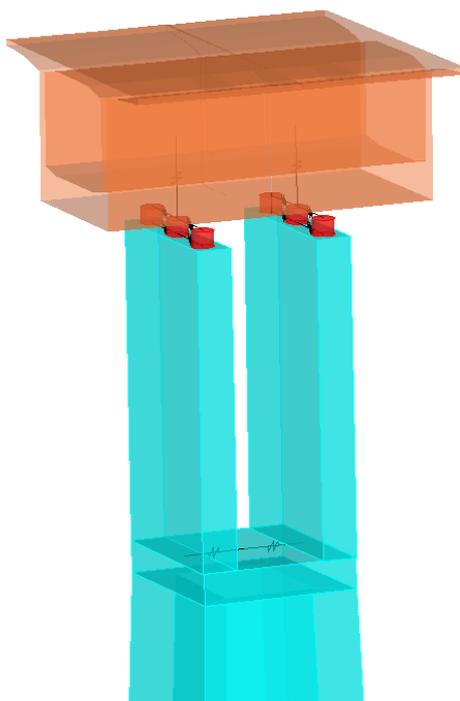


Figura 12 – Dettaglio elementi - Viadotto Clarea esistente

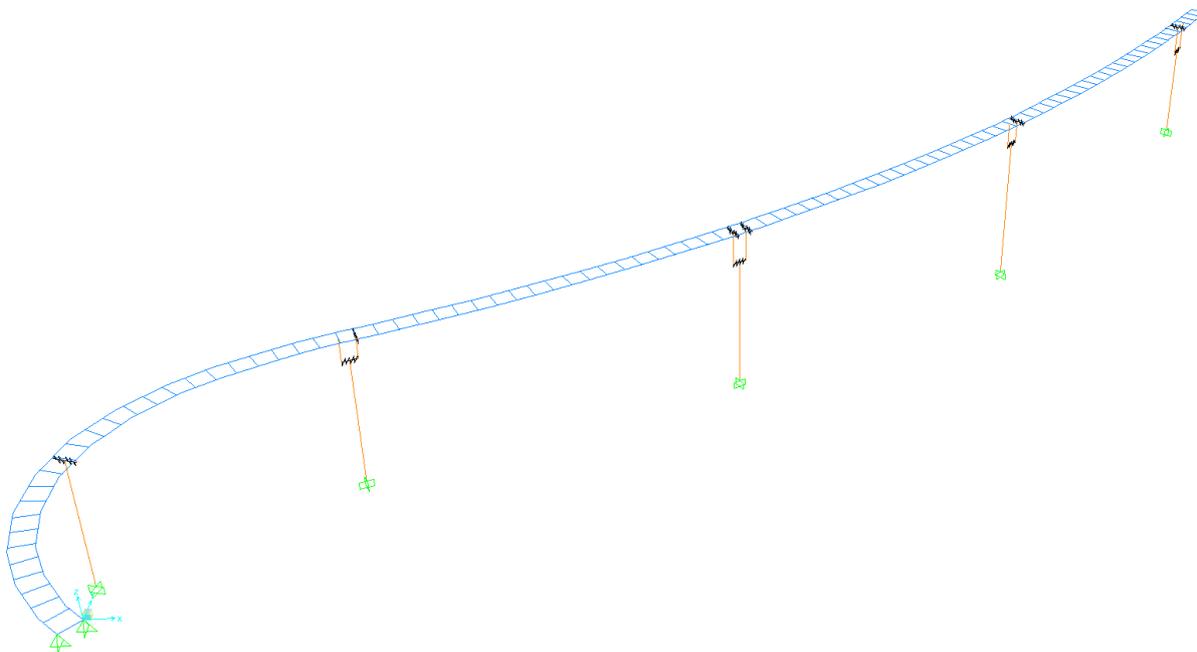


Figura 13 – Geometria del modello di calcolo – Viadotto di ingresso in affiancamento

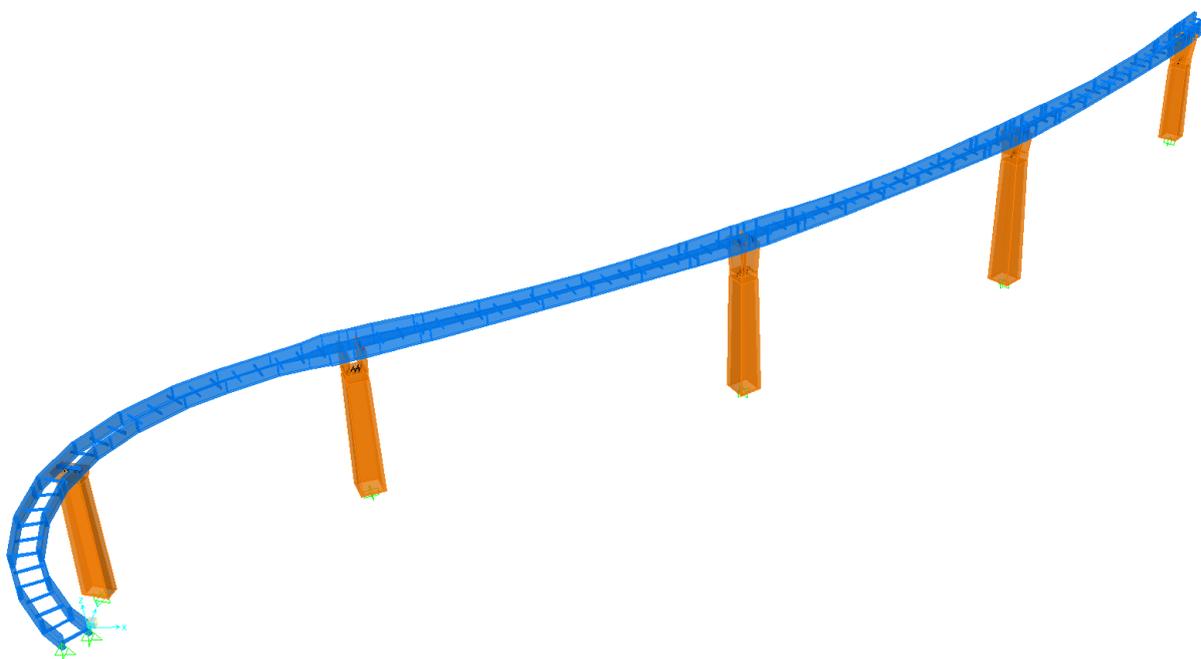


Figura 14 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo - Viadotto di ingresso in affiancamento

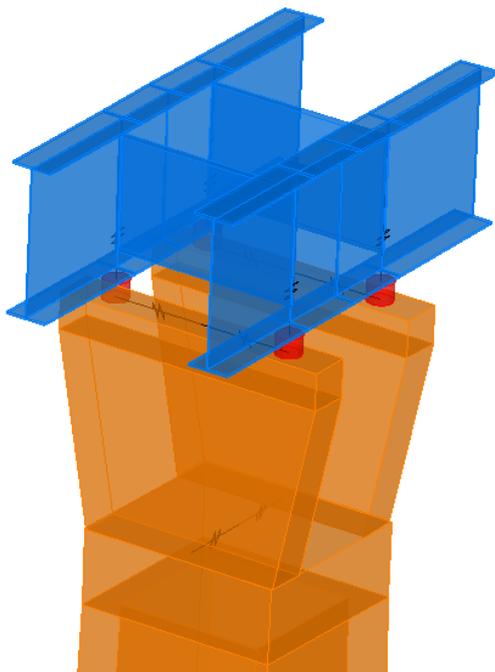


Figura 15 – Dettaglio elementi - Viadotto Clarea discesa

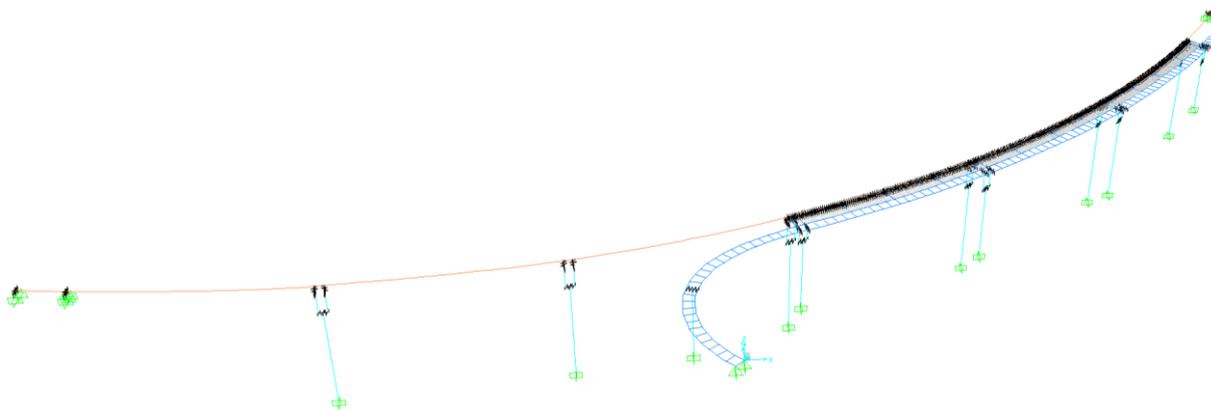


Figura 16 – Geometria del modello di calcolo – Strutture solidarizzate

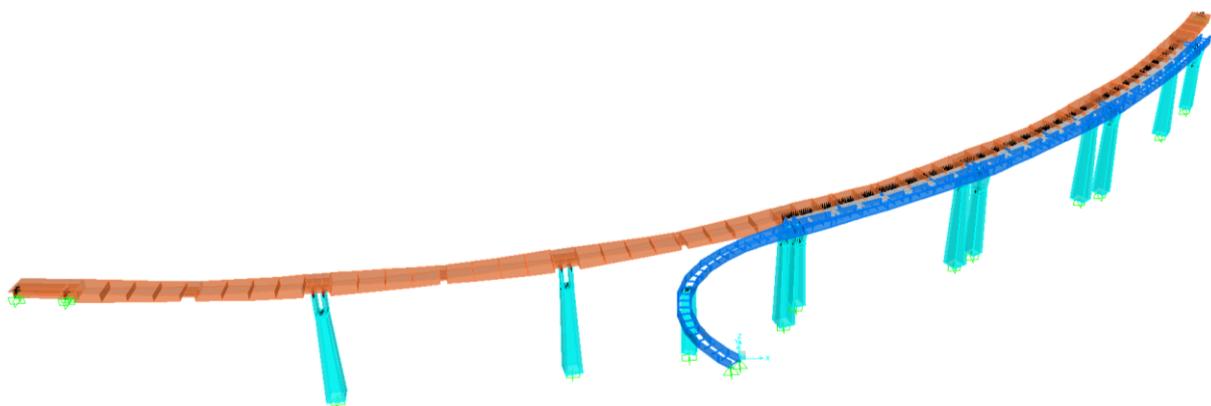


Figura 17 – Rappresentazione 3D della mesh di calcolo – Strutture solidarizzate

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).

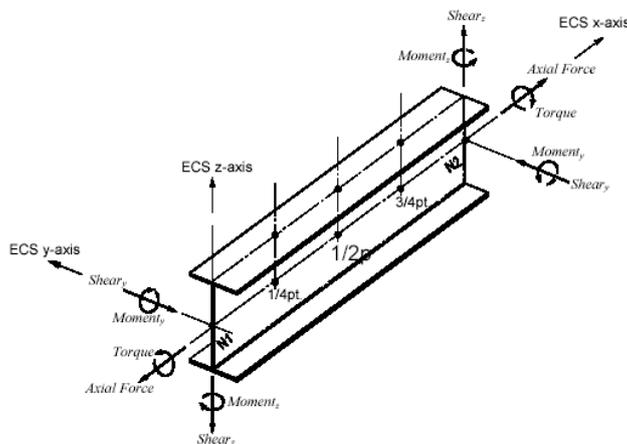


Figura 18 – Rappresentazione verso componenti di sollecitazione interna

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 “var3”, connessi al baricentro dell’impalcato esistente “fsec5” mediante un link rigido. Inoltre a interasse 25 m circa sono collocati traversi in acciaio.

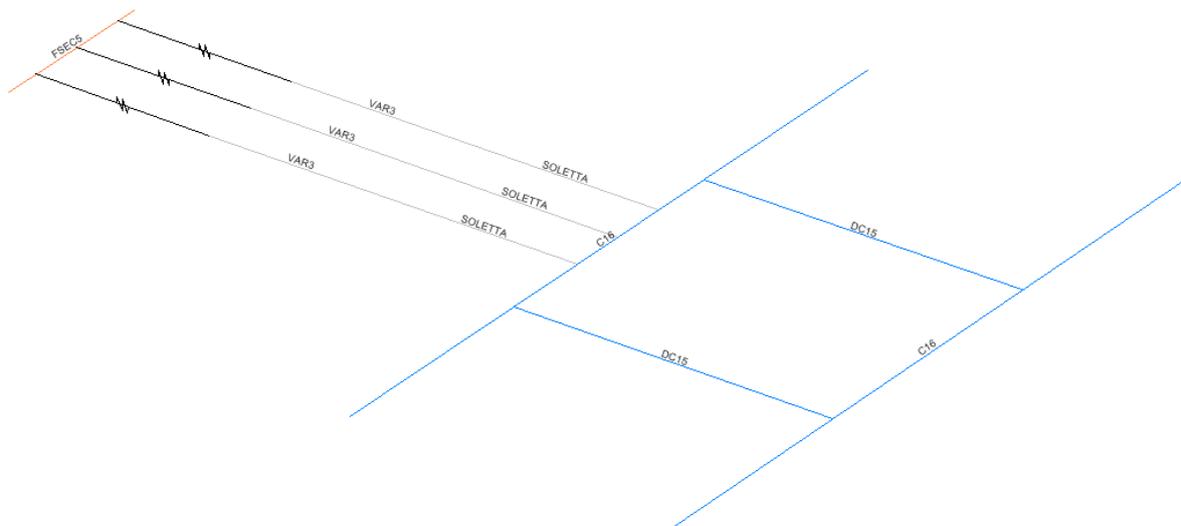


Figura 19 – Rappresentazione della connessione tra i due viadotti vista unifilare

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 SP3 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 sono impiegati 4 elementi di portata pari a 3000 KN e corsa di ± 200 mm sulla spalla del viadotto Clarea (tipo OP o similare), e un elemento di portata pari a 3000 KN e corsa di ± 200 mm sulla spalla Sp.2 del viadotto in affiancamento (tipo OTP o similare).

L'elemento posto sulla spalla Sp.2 della porzione in affiancamento (OTP), in direzione longitudinale rispetto alla linea d'asse su tale spalla, è differente, e tecnologicamente più semplice, rispetto agli altri quattro, in quanto in grado di assecondare i movimenti dovuti alle dilatazioni termiche dell'impalcato, permettendo il lento trafileamento del fluido viscoso.

Per limitare le coazioni dovute alle dilatazioni termiche, assecondare il moto sismico longitudinale globale del viadotto Clarea+affiancamento, e contemporaneamente fornire un adeguato vincolo trasversale alle azioni orizzontali, su pila IP1 si è previsto l'impiego di isolatori a scorrimento a superficie curva (frictium pendulum).

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
SP3''	MULTID.	FISSO	MULTID.
SP3'	MULTID.	UNID.-L	MULTID.
P7÷P12	MULTID.	UNID.-L	MULTID.
SP4	MULTID.	UNID.-L	MULTID.

Impalcato esistente

POSIZIONE	APP1	APP2
SP2	MULTID.	UNID.-L
IP1	ISOLATORE AD ATTRITO (Kstat)	ISOLATORE AD ATTRITO (Kstat)
IP2-IP4-IP5	MULTID.	MULTID.

Impalcato in progetto

Nel modello di calcolo gli appoggi sono stati modellati con elementi beam di altezza circa 50 cm, di elevata rigidità 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 che trasmettono alle pile le forze trasversali agenti sull’impalcato.

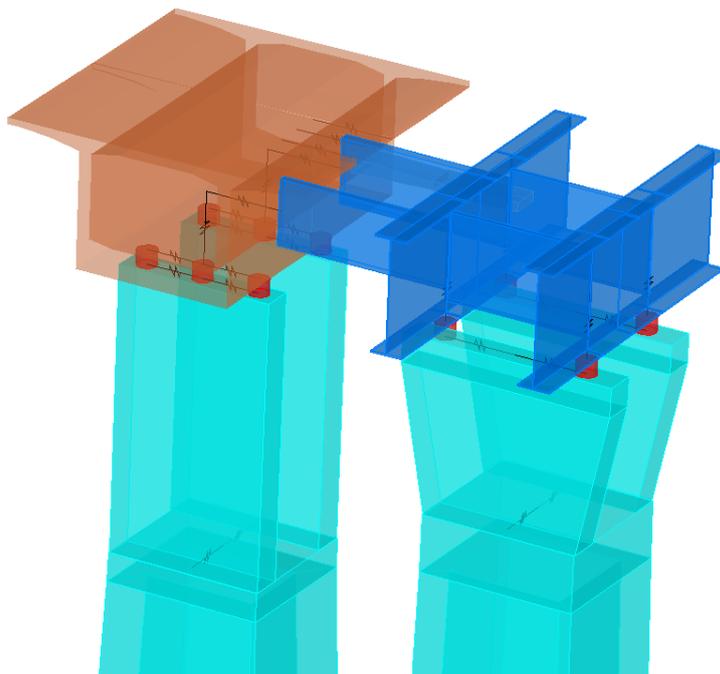


Figura 20 – Modellazione degli apparecchi d'appoggio su pila

In condizioni statiche, in corrispondenza della spalla SP3 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
SP3''	MULTID.	SMORZATORE VISCOSO (Kdin)	MULTID.
SP3'	MULTID.	UNID.-L	MULTID.
P7÷P12	MULTID.	UNID.-L	MULTID.
SP4	MULTID.	UNID.-L	MULTID.

POSIZIONE	APP1		APP2
SP2	MULTID.	SMORZATORE VISCOSO (Kdin)	UNID.-L
IP1	ISOLATORE AD ATTRITO (Ksism)		ISOLATORE AD ATTRITO (Ksism)
IP2-IP3-IP4-IP5	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 IP2, IP3, IP4, IP5, 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 SP3 è stato imposto un vincolo cedevole alla traslazione longitudinale, diretto tangenzialmente all'asse impalcato. In presenza degli isolatori ad attrito sulla pila IP1, invece, sono stati adottati degli elementi beam di rigidità a taglio calibrata sulla base dei coefficienti d'attrito in condizioni sismiche.

Maggiori dettagli sui valori delle rigidità adottate per gli smorzatori e gli isolatori sono riportate al §5.5.

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

È 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 IP1, è stato adottato uno spettro di risposta elastico smorzato con $q=1$. Considerato il livello di sollecitazioni sulle pile, è stato ritenuto opportuno adottare in condizioni sismiche un'inerzia flessionale delle pile ridotta, in considerazione della fessurazione delle pile stesse.

Dall'analisi modale effettuata sul modello di calcolo, e riassunta nel seguente paragrafo risulta un periodo associato al primo modo pari a $T_S = 3.37$ sec. Si è apportata quindi, a partire da $0.8 T_S$, la modifica dello spettro in accelerazione SLV, a seguire riportato.

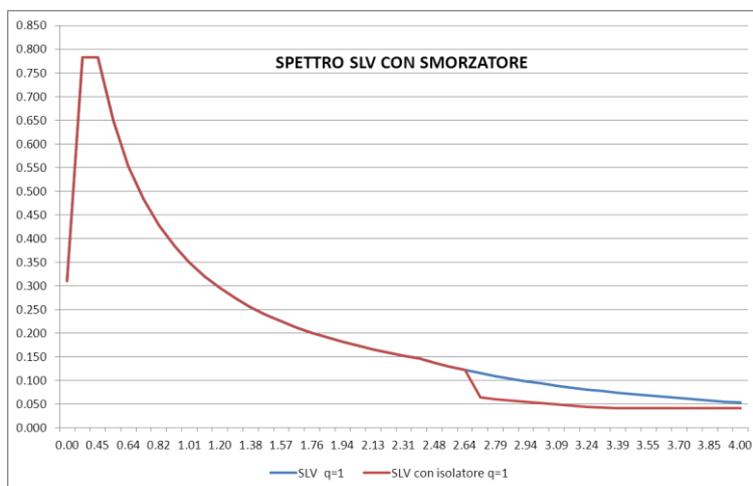


Figura 21 – Caratteristiche dello spettro di risposta smorzato

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.

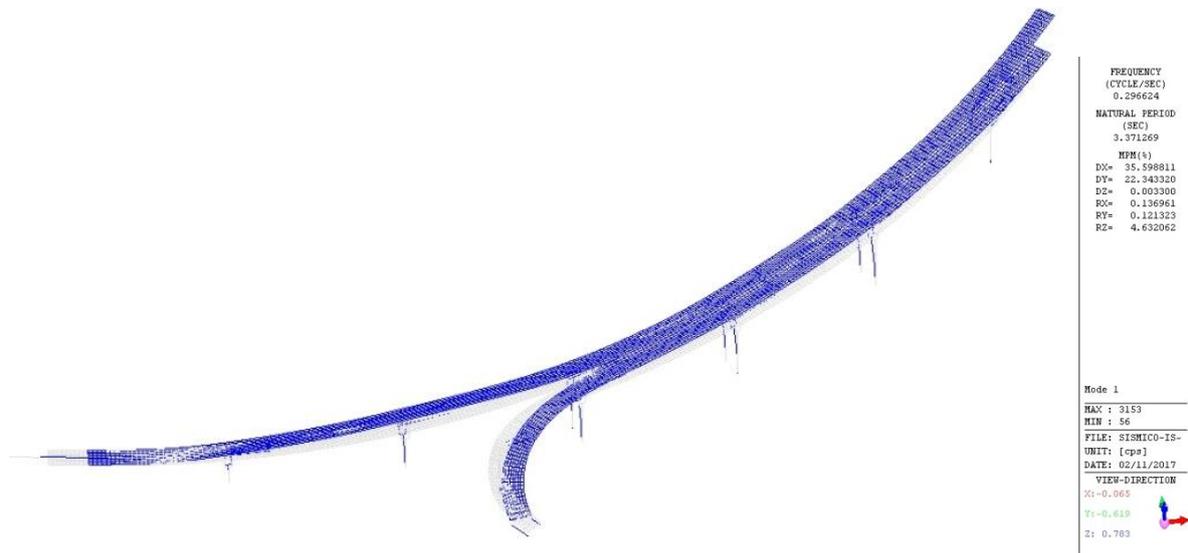


Figura 22 – Deformata associata al primo modo di vibrare



Figura 23 – Deformata associata al secondo modo di vibrare

Come si può vedere dai risultati riportati in figura, ai primi 2 modi è associata una massa di partecipazione nelle 2 direzioni principali x e y maggiore del 50%.

Alla prima forma modale è associata una deformata prevalente longitudinale, grazie alla presenza dello smorzatore sulla spalla SP3. 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 saranno divise per un coefficiente di struttura pari a 1.5, ad eccezione della pila IP2.

5.5.2 Caratteristiche degli smorzatori viscosi

La presenza degli smorzatori viscosi 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 sulla spalla SP3 e 3000 kN sulla spalla SP2.

I risultati delle analisi hanno condotto ai seguenti valori di rigidezza:

$$K_{SP3} \cong 101000 \text{ kN/m}$$

$$K_{SP2} \cong 21000 \text{ kN/m}$$

5.5.3 Caratteristiche dei dispositivi d'isolamento

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

La rigidezza equivalente adottata nel modello di calcolo può essere calcolata con la seguente formula:

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

Come si può vedere dalla formule qui riportata, la rigidezza equivalente dipende dallo spostamento. E' stata quindi adottata una procedura iterativa, che ha portato al seguente valore di rigidezza per l'appoggio sulla pila IP1:

	N _{SLU} Carico verticale massimo in condizioni non sismiche [kN]	N _{sd} Carico verticale in combinazione quasi permanente [kN]	N _{Ed} Carico verticale massimo in combinazione sismica SLV [kN]	μ _i Coefficiente d'attrito	K _e Rigidezza equivalente [kN/mm]
IP1	18.645	8.226	13.941	9%	6.7

Per la modellazione della rigidezza degli isolatori in condizioni sismiche è stata imposta agli elementi beam di collegamento tra impalcato e pulvino una rigidità a taglio modificata in funzione del valore di k_e riportato in tabella.

Imponendo:

$$EJ \rightarrow \infty$$

e

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

Si ottiene:

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

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.a.p. – Viadotto Clarea esistente

Il peso proprio dell'impalcato c.a.p. esistente è stato calcolato in modo automatico dal programma di calcolo, avendo inserito in maniera accurata la geometria della sezione trasversale nel modello 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 relativi a 100 m.

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 $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$. 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.

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 SP2 a IP2 → L=10,493 m
- Campata da IP2 a IP5 → L=11,384 m

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

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

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

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

Soletta	L _{sol.} [cm]	p _{sol} [kN/m]
Da SP2 a IP2	1.049,3	90
Da IP2 a IP5	1,138,4	95

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/m³.

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:

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

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

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

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

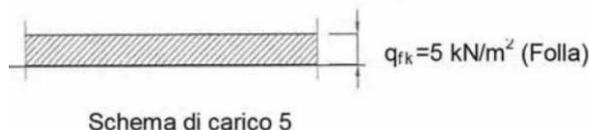
$$q_{\text{Smalt.acque.}} = 0,50 \text{ kN/m} \quad \text{smaltimento acque}$$

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

Permanenti	L _{sol.} [cm]	P _{perm} [kN/m]
Da SP2 a IP2	1.049,3	40
Da IP2 a IP5	1,138,4	45

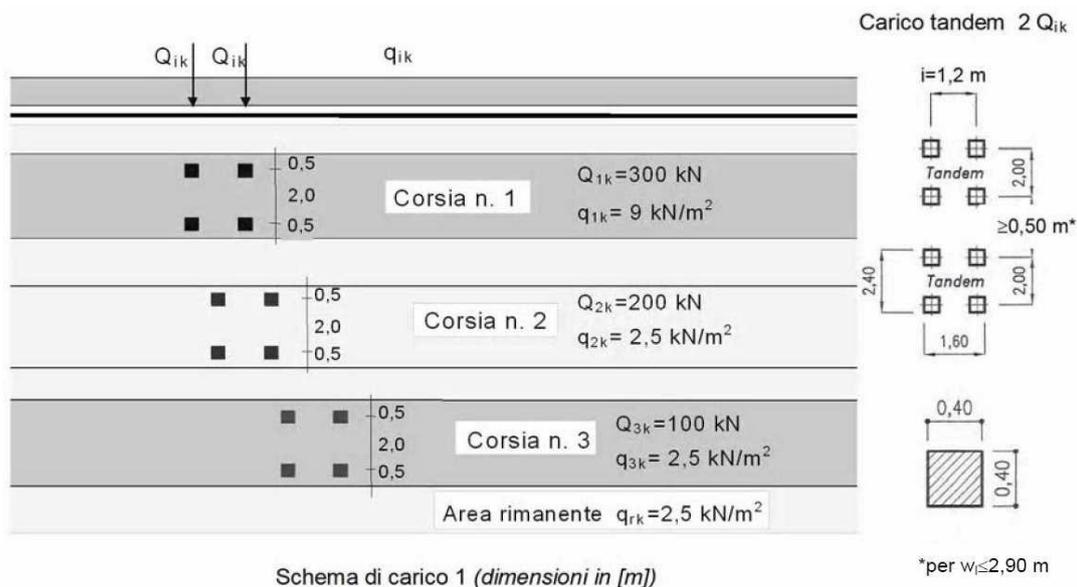
6.5 Carichi Accidentali folla

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 IP2 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 Q_1 gravante su entrambi gli impalcati

Impalcati considerati separati – valida per i seguenti tratti:

Impalcato esistente da spalla SP3 a pila P8

Impalcato di nuova realizzazione da spalla SP4 (NUOVA) a pila IP2 (NUOVA)

Carichi accidentali Schema 1 su Allargamento Discesa

- Colonna di carico 1 e colonna di carico 2 (3 m);
- Rimanenza su 2,243 m.

Carichi accidentali Schema 1 su Clarea Esistente

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

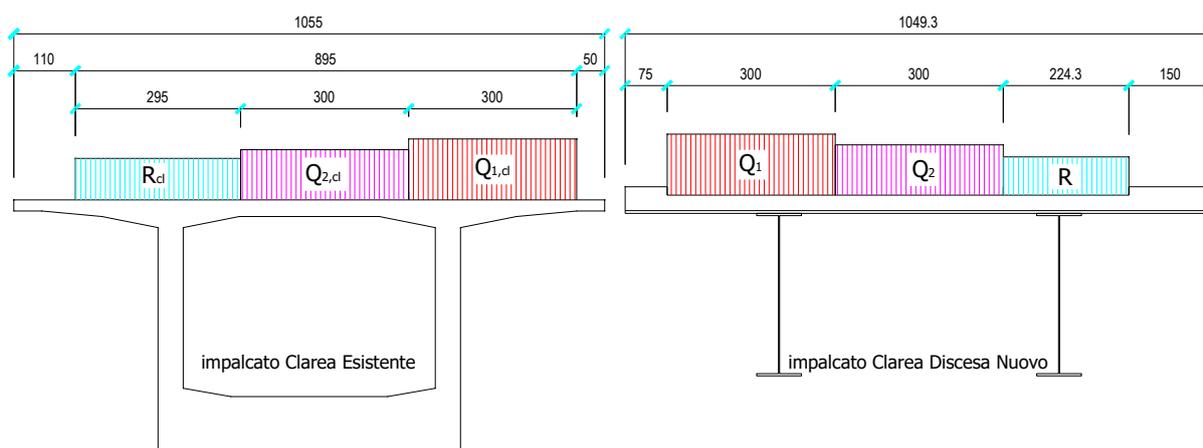


Figura 24 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 1

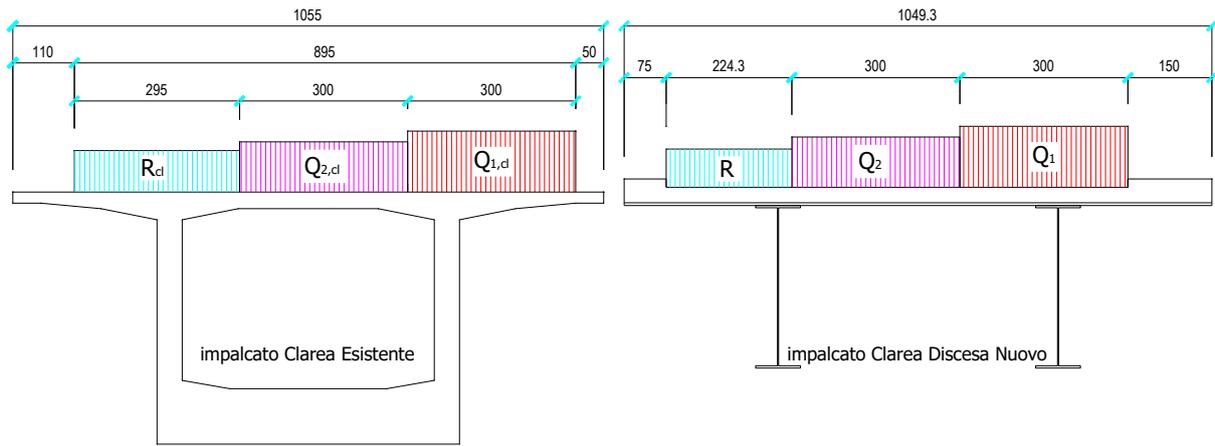


Figura 25 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 1

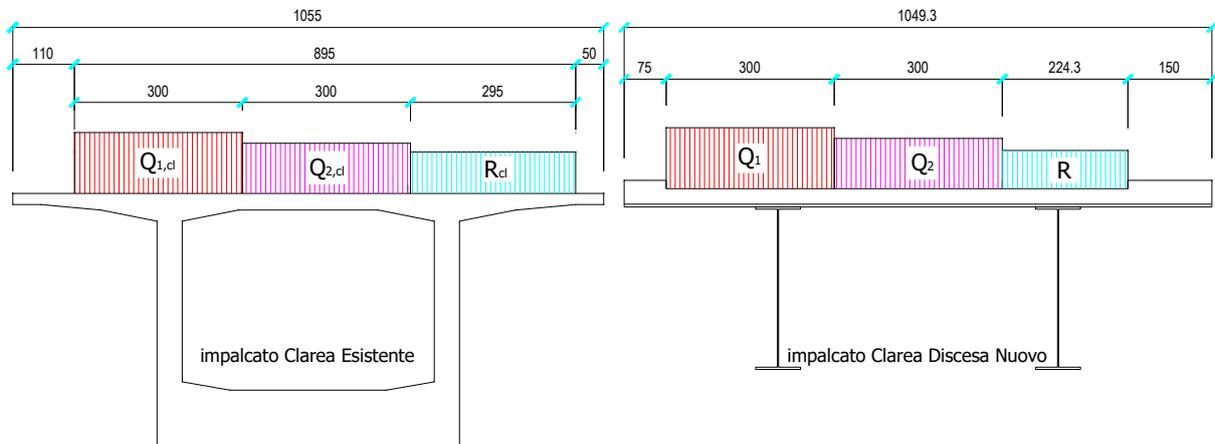


Figura 26 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 1

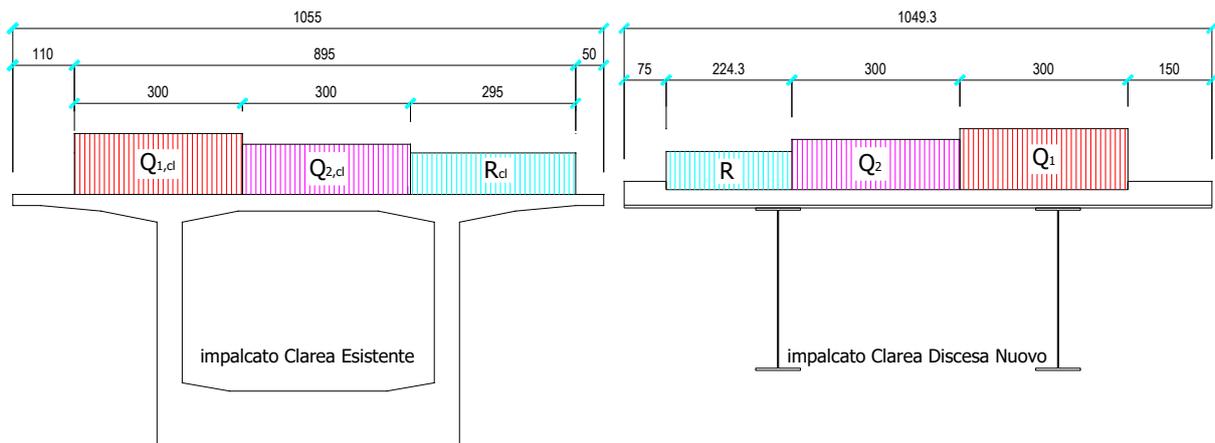


Figura 27 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 1

6.6.2 Sottocaso 2 – Ripartizione trasversale con la corsia di carico Q_1 gravante sull'impalcato esistente

Impalcati considerati uniti – valida per i seguenti tratti:

Impalcato esistente da pila P8 a pila SP4

Impalcato di nuova realizzazione da pila IP2 (NUOVA) a pila IP5 (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.

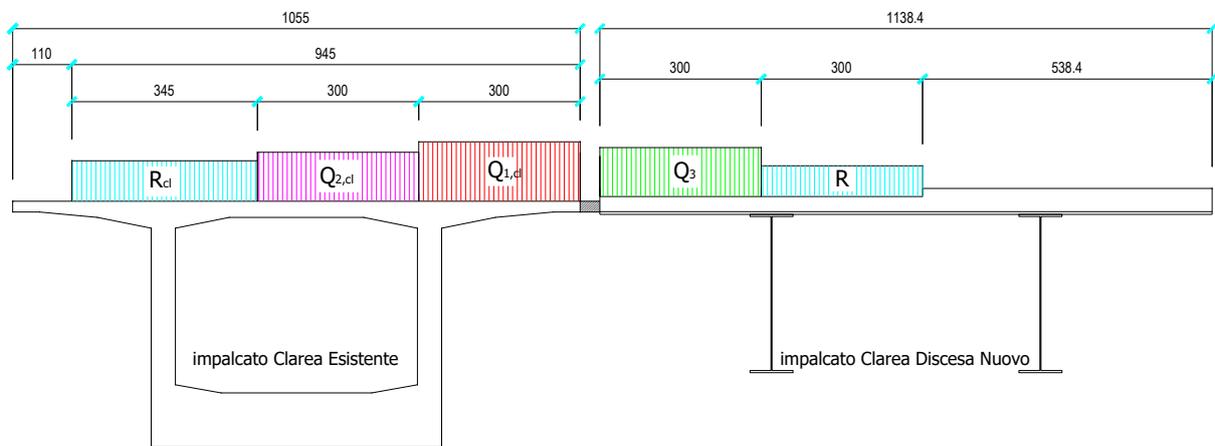


Figura 28 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 2

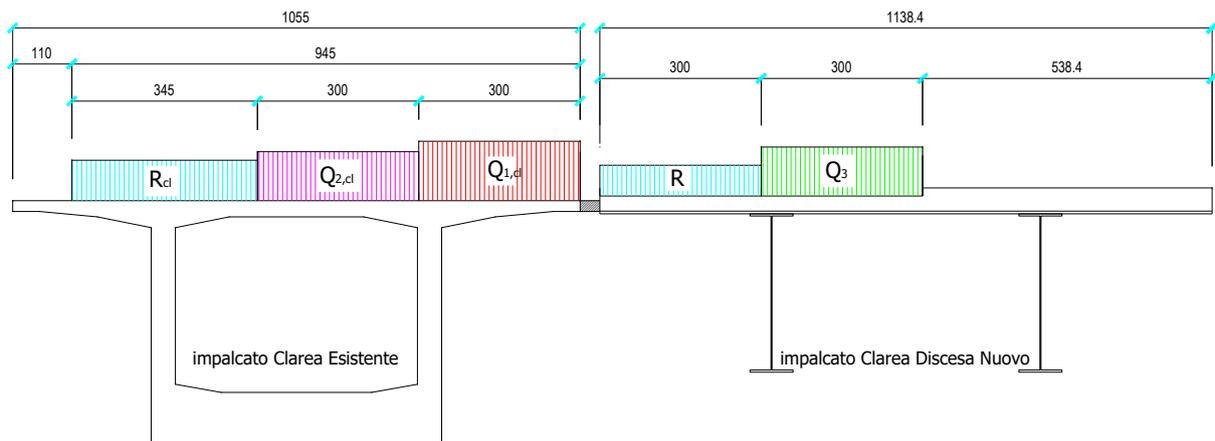


Figura 29 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 2

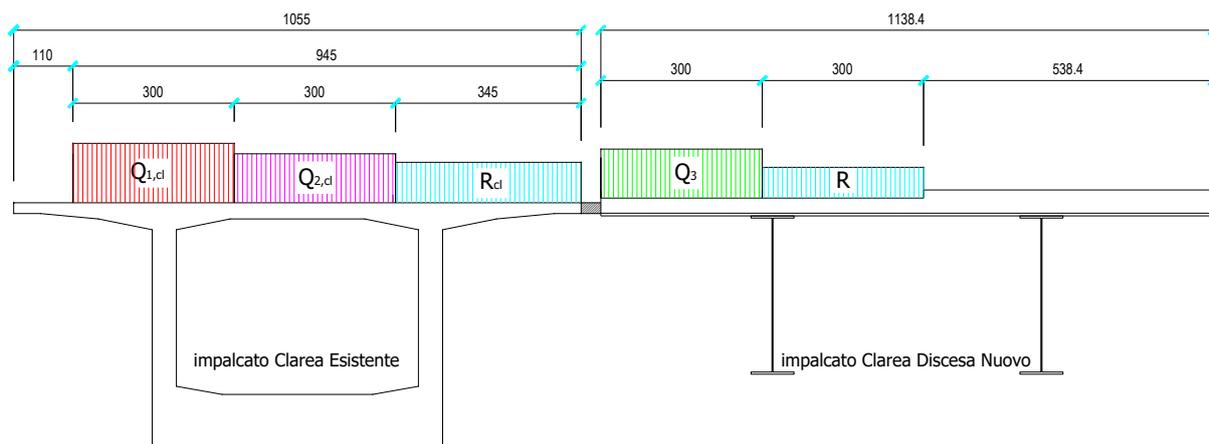


Figura 30 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 2

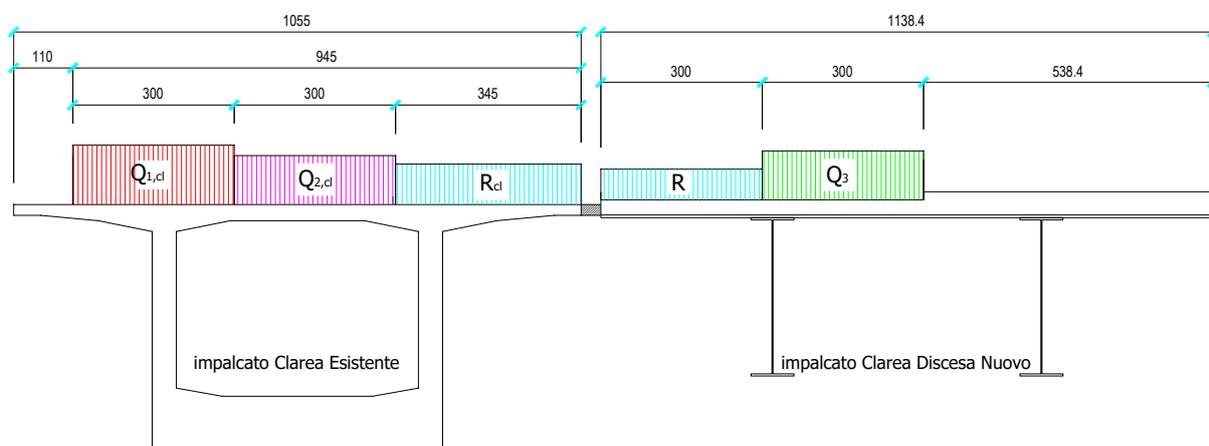


Figura 31 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 2

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 pila P8 a pila SP4

Impalcato di nuova realizzazione da pila IP2 (NUOVA) a pila IP5 (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.

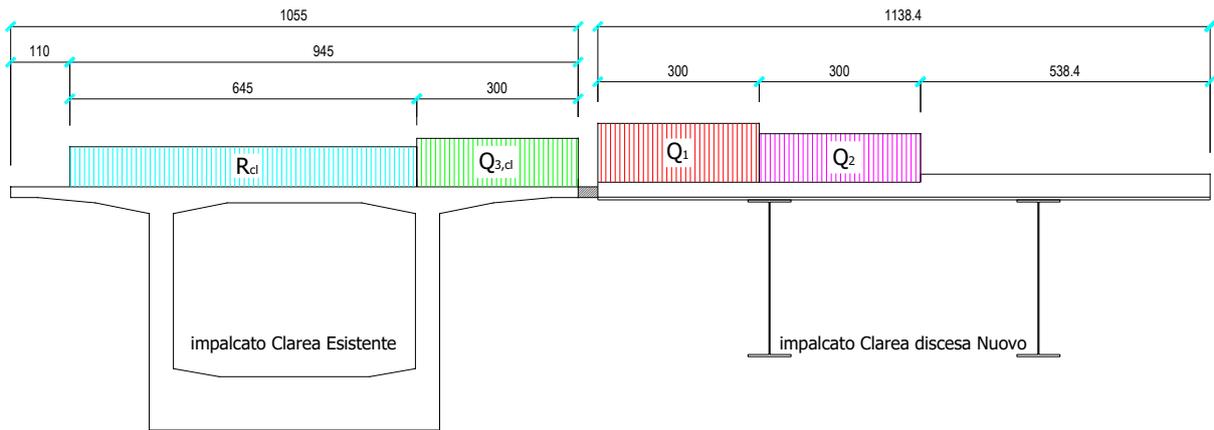


Figura 32 – Ripartizione carichi accidentali situazione 1, sottocaso 3

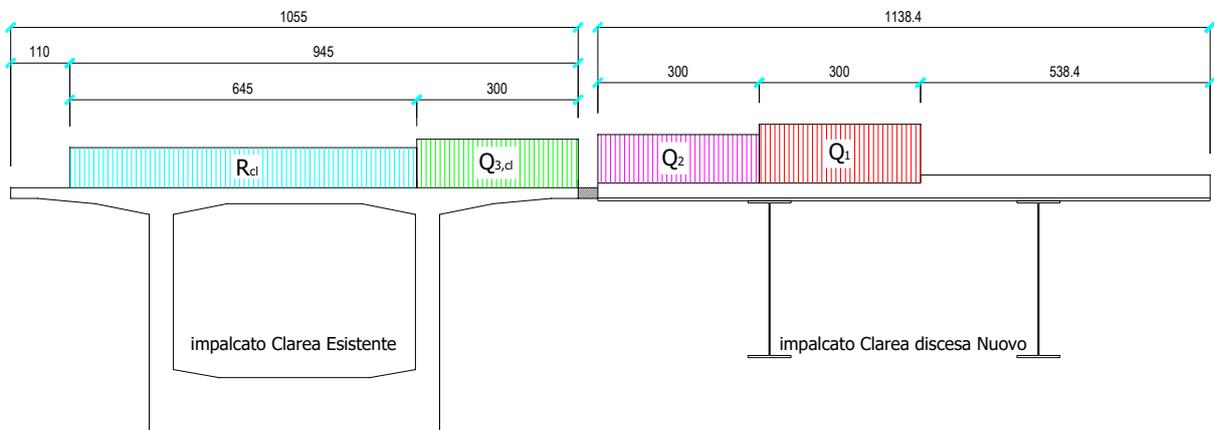


Figura 33 – Ripartizione carichi accidentali situazione 2, sottocaso 3

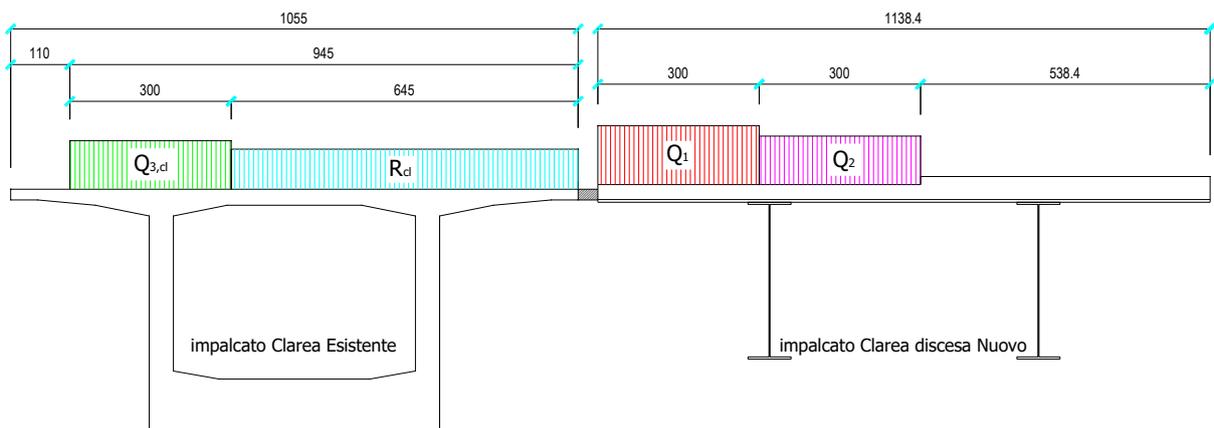


Figura 34 – Ripartizione carichi accidentali situazione 3, sottocaso 3

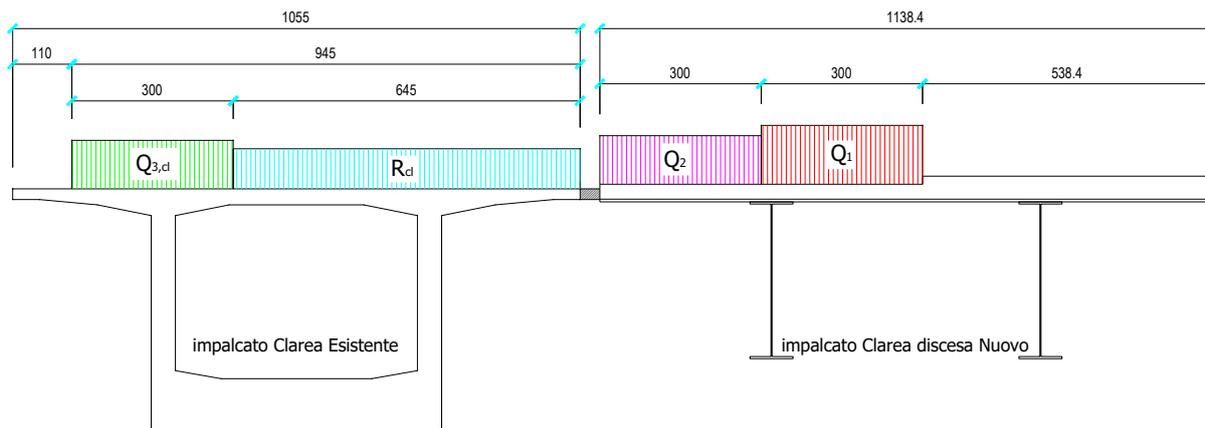


Figura 35 – Ripartizione carichi accidentali situazione 4, sottocaso 3

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 DISCESA	650m	1291 kN	900 kN
RAMPA DI INGRESSO SP2-IP2	125m	700 kN	700 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 INGRESSO SP2-IP2	55m	200 kN
CLAREA ESISTENTE + ALLARGAMENTO IN DISCESA	590m	110 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/m^2 (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 IP1, è stato adottato un coefficiente di attrito pari al 9%, come riportato al §5.5.3.

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:

$$T_{\min} = -15 \text{ °C}$$

$$T_{\max} = +45 \text{ °C}$$

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

$$T_{e, \min} = -11 \text{ °C}$$

$$T_{e, \max} = +49 \text{ °C}$$

Fissando T_0 a 15.0 °C, dedotto dall'Annesso nazionale dell'Eurocodice, si ottiene l'escursione termica uniforme effettiva subita dall'impalcato:

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

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

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 °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.

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

6.11 Cedimenti differenziali

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

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)
IP1	PP+PERM	72	70	-20258	2093	2484	-181
	PP+PERM	72	70	-20258	2093	2484	-181
	PP+PERM	72	70	-20258	2093	2484	-181
	PP+PERM	72	70	-20258	2093	2484	-181
	PP+PERM	72	70	-20258	2093	2484	-181
	PP+PERM	72	70	-20258	2093	2484	-181
IP2	PP+PERM	0	-170	-31121	-1434	40365	-739
	PP+PERM	0	-170	-31121	-1434	40365	-739
	PP+PERM	0	-170	-31121	-1434	40365	-739
	PP+PERM	0	-170	-31121	-1434	40365	-739
	PP+PERM	0	-170	-31121	-1434	40365	-739
	PP+PERM	0	-170	-31121	-1434	40365	-739
IP3	PP+PERM	0	39	-35532	-2216	-12967	328
	PP+PERM	0	39	-35532	-2216	-12967	328
	PP+PERM	0	39	-35532	-2216	-12967	328
	PP+PERM	0	39	-35532	-2216	-12967	328
	PP+PERM	0	39	-35532	-2216	-12967	328
	PP+PERM	0	39	-35532	-2216	-12967	328
IP4	PP+PERM	0	-2	-37997	-5104	24792	410
	PP+PERM	0	-2	-37997	-5104	24792	410
	PP+PERM	0	-2	-37997	-5104	24792	410
	PP+PERM	0	-2	-37997	-5104	24792	410
	PP+PERM	0	-2	-37997	-5104	24792	410
	PP+PERM	0	-2	-37997	-5104	24792	410
IP5	PP+PERM	0	0	-25747	282	-40673	0
	PP+PERM	0	0	-25747	282	-40673	0
	PP+PERM	0	0	-25747	282	-40673	0

PP+PERM	0	0	-25747	282	-40673	0
PP+PERM	0	0	-25747	282	-40673	0
PP+PERM	0	0	-25747	282	-40673	0

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)
IP1	E1 (max)	1730	2633	-17547	56128	33292	-67
	E2 (max)	1557	2979	-17187	59432	31373	-50
	E3 (max)	828	1508	-17082	30636	16884	-122
	E1 (min)	-1586	-2493	-22969	-51942	-28323	-294
	E2 (min)	-1412	-2839	-23329	-55246	-26405	-311
	E3 (min)	-684	-1368	-23434	-26450	-11916	-239
IP2	E1 (max)	2611	4306	-24342	87098	97187	5433
	E2 (max)	4988	2498	-25929	52143	146232	3743
	E3 (max)	2703	1564	-25739	32216	96100	1850
	E1 (min)	-2611	-4646	-37899	-89966	-16458	-6911
	E2 (min)	-4988	-2838	-36312	-55011	-65502	-5221
	E3 (min)	-2703	-1904	-36503	-35084	-15370	-3328
IP3	E1 (max)	2557	6059	-22643	126537	43502	4354
	E2 (max)	5157	3851	-26546	81549	101359	3048
	E3 (max)	1991	2475	-27075	48215	29772	1977
	E1 (min)	-2557	-5981	-48420	-130969	-69435	-3699
	E2 (min)	-5157	-3772	-44518	-85982	-127292	-2393
	E3 (min)	-1991	-2396	-43988	-52648	-55706	-1322
IP4	E1 (max)	3367	5610	-26649	115418	102558	3532
	E2 (max)	5440	3687	-29822	74220	151411	2764
	E3 (max)	2365	2307	-29902	42532	79075	1751
	E1 (min)	-3367	-5614	-49344	-125626	-52975	-2711
	E2 (min)	-5440	-3691	-46172	-84428	-101828	-1943
	E3 (min)	-2365	-2312	-46092	-52739	-29492	-930
IP5	E1 (max)	3219	4487	-20984	63610	35186	29
	E2 (max)	4276	3982	-21565	55797	57709	24
	E3 (max)	2132	2091	-22035	29155	4658	16
	E1 (min)	-3219	-4487	-30510	-63046	-116533	-29
	E2 (min)	-4276	-3982	-29929	-55233	-139055	-24
	E3 (min)	-2132	-2091	-29460	-28592	-86004	-16

Sollecitazioni a quota spiccato pila in condizioni sismiche

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
IP1	COMB1 (max)	1273	807	-26447	38595	43397	-199
	COMB2 (max)	1331	374	-26532	28244	39811	-220
	COMB3 (max)	1419	1087	-26537	44931	48419	-185
	COMB4 (max)	1515	366	-26679	27679	42441	-220
	COMB5 (max)	1268	797	-26598	37986	43238	-199
	COMB6 (max)	1406	465	-26665	30669	42390	-211
	COMB7 (max)	1367	895	-26481	46510	46641	-189
IP2	COMB1 (max)	394	53	-41125	3309	71606	-741
	COMB2 (max)	732	-229	-41454	1337	76953	-741
	COMB3 (max)	394	241	-40994	3985	71299	-740
	COMB4 (max)	957	-229	-41542	698	80210	-741
	COMB5 (max)	394	53	-41198	2690	70997	-741
	COMB6 (max)	732	-229	-41549	705	76313	-741
	COMB7 (max)	394	53	-41182	2992	71353	-741
IP3	COMB1 (max)	572	395	-45774	13388	36071	983
	COMB2 (max)	901	53	-46564	10514	39705	982
	COMB3 (max)	572	623	-45541	13930	28769	983
	COMB4 (max)	1120	53	-46858	9139	34825	982
	COMB5 (max)	572	395	-46011	11972	27836	983
	COMB6 (max)	901	53	-46715	9761	31827	982
	COMB7 (max)	572	395	-46028	14549	28245	983
IP4	COMB1 (max)	734	371	-49299	2038	91135	648
	COMB2 (max)	1096	-3	-50267	-1521	97078	647
	COMB3 (max)	734	620	-48811	3352	83187	648
	COMB4 (max)	1337	-3	-50424	-2580	93092	647
	COMB5 (max)	734	371	-49402	1059	83105	648
	COMB6 (max)	1096	-3	-50312	-2366	89126	647
	COMB7 (max)	734	371	-49304	1574	83185	648
IP5	COMB1 (max)	864	404	-33165	10222	16249	149
	COMB2 (max)	1257	0	-33870	4990	23268	148
	COMB3 (max)	864	673	-32840	12822	7114	149
	COMB4 (max)	1519	0	-34015	4102	18813	148
	COMB5 (max)	864	404	-33267	9401	6981	149
	COMB6 (max)	1257	0	-33990	4240	13988	148
	COMB7 (max)	864	404	-33153	9974	7300	149

Inviluppo 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)
IP1	COMB1 (max)	-1010	-589	-33277	-27536	-34358	-296
	COMB2 (max)	-1068	-156	-33192	-17184	-30771	-275
	COMB3 (max)	-1164	-873	-31969	-33016	-39639	-309
	COMB4 (max)	-1260	-152	-31827	-15764	-33662	-274
	COMB5 (max)	-1004	-876	-31944	-34636	-34155	-296
	COMB6 (max)	-1150	-251	-31841	-18754	-33610	-284
	COMB7 (max)	-1086	-661	-32031	-33478	-36992	-309
IP2	COMB1 (max)	-394	-512	-47704	-14149	25088	-1255
	COMB2 (max)	-730	-229	-47375	-12177	19785	-1254
	COMB3 (max)	-394	-700	-46630	-13277	28282	-1255
	COMB4 (max)	-955	-229	-46082	-9991	19443	-1254
	COMB5 (max)	-394	-512	-46402	-11938	28618	-1255
	COMB6 (max)	-730	-229	-46075	-9997	23312	-1254
	COMB7 (max)	-394	-512	-46448	-12294	28155	-1255
IP3	COMB1 (max)	-572	-289	-54936	-20717	-58513	-98
	COMB2 (max)	-901	53	-54146	-17843	-62147	-98
	COMB3 (max)	-572	-517	-53984	-20127	-54310	-99
	COMB4 (max)	-1120	53	-52667	-15337	-60366	-98
	COMB5 (max)	-572	-289	-53456	-18255	-53394	-98
	COMB6 (max)	-901	53	-52810	-15958	-57368	-98
	COMB7 (max)	-572	-289	-53488	-20474	-53700	-98
IP4	COMB1 (max)	-734	-377	-59471	-23148	-26889	460
	COMB2 (max)	-1096	-3	-58503	-19589	-32832	461
	COMB3 (max)	-734	-626	-58411	-22863	-18286	460
	COMB4 (max)	-1337	-3	-56798	-16932	-28190	461
	COMB5 (max)	-734	-377	-57764	-20485	-18211	460
	COMB6 (max)	-1096	-3	-56910	-17146	-24225	461
	COMB7 (max)	-734	-377	-57953	-21158	-18302	460
IP5	COMB1 (max)	-864	-404	-43244	-17691	-120027	-149
	COMB2 (max)	-1257	0	-42539	-12459	-127046	-148
	COMB3 (max)	-864	-673	-41853	-18480	-112236	-149
	COMB4 (max)	-1519	0	-40679	-9760	-123934	-148
	COMB5 (max)	-864	-404	-41382	-14989	-112087	-149
	COMB6 (max)	-1257	0	-40703	-9898	-119110	-148
	COMB7 (max)	-864	-404	-41581	-15717	-112379	-149

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

	Load	Fx (kN)	Fy (kN)	Fz (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)	Mz (kN*m)
IP1	COMB1 (max)	1247	783	-19357	37863	42528	-136
	COMB2 (max)	1305	350	-19442	27511	38941	-157
	COMB3 (max)	1393	1062	-19447	44199	47549	-122
	COMB4 (max)	1490	341	-19589	26946	41572	-157
	COMB5 (max)	1243	773	-19508	37253	42369	-136
	COMB6 (max)	1380	440	-19575	29936	41520	-148
	COMB7 (max)	1342	870	-19391	45778	45772	-126
IP2	COMB1 (max)	394	113	-30233	3811	57478	-482
	COMB2 (max)	732	-170	-30562	1839	62825	-482
	COMB3 (max)	394	301	-30102	4487	57171	-482
	COMB4 (max)	957	-170	-30650	1200	66083	-482
	COMB5 (max)	394	113	-30305	3192	56869	-482
	COMB6 (max)	732	-170	-30657	1207	62185	-482
	COMB7 (max)	394	113	-30290	3494	57225	-482
IP3	COMB1 (max)	572	382	-33338	14164	40609	868
	COMB2 (max)	901	39	-34128	11289	44243	868
	COMB3 (max)	572	610	-33105	14705	33307	868
	COMB4 (max)	1120	39	-34422	9914	39363	868
	COMB5 (max)	572	382	-33575	12748	32374	868
	COMB6 (max)	901	39	-34279	10537	36365	868
	COMB7 (max)	572	382	-33591	15325	32784	868
IP4	COMB1 (max)	734	372	-36000	3825	82457	504
	COMB2 (max)	1096	-2	-36968	266	88401	504
	COMB3 (max)	734	621	-35512	5138	74510	504
	COMB4 (max)	1337	-2	-37125	-794	84415	504
	COMB5 (max)	734	372	-36103	2845	74428	504
	COMB6 (max)	1096	-2	-37013	-579	80449	504
	COMB7 (max)	734	372	-36005	3360	74508	504
IP5	COMB1 (max)	864	404	-24154	10124	30484	149
	COMB2 (max)	1257	0	-24858	4892	37504	148
	COMB3 (max)	864	673	-23829	12723	21349	149
	COMB4 (max)	1519	0	-25003	4003	33048	148
	COMB5 (max)	864	404	-24256	9302	21217	149
	COMB6 (max)	1257	0	-24979	4142	28224	148
	COMB7 (max)	864	404	-24141	9876	21536	149

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)
IP1	COMB1 (max)	-1035	-613	-26187	-28268	-35227	-233
	COMB2 (max)	-1093	-181	-26102	-17917	-31641	-212
	COMB3 (max)	-1189	-898	-24879	-33749	-40509	-246
	COMB4 (max)	-1285	-177	-24737	-16496	-34531	-211
	COMB5 (max)	-1029	-901	-24854	-35368	-35025	-233
	COMB6 (max)	-1176	-276	-24750	-19486	-34480	-220
	COMB7 (max)	-1112	-686	-24941	-34211	-37862	-246
IP2	COMB1 (max)	-394	-453	-36811	-13647	10960	-996
	COMB2 (max)	-730	-170	-36483	-11676	5657	-996
	COMB3 (max)	-394	-641	-35738	-12775	14155	-996
	COMB4 (max)	-955	-170	-35190	-9489	5316	-996
	COMB5 (max)	-394	-453	-35510	-11436	14490	-996
	COMB6 (max)	-730	-170	-35183	-9496	9184	-996
	COMB7 (max)	-394	-453	-35556	-11792	14027	-996
IP3	COMB1 (max)	-572	-303	-42500	-19941	-53975	-213
	COMB2 (max)	-901	39	-41710	-17067	-57608	-213
	COMB3 (max)	-572	-531	-41548	-19352	-49772	-213
	COMB4 (max)	-1120	39	-40231	-14561	-55828	-213
	COMB5 (max)	-572	-303	-41020	-17480	-48855	-213
	COMB6 (max)	-901	39	-40374	-15183	-52830	-213
	COMB7 (max)	-572	-303	-41052	-19698	-49162	-213
IP4	COMB1 (max)	-734	-376	-46172	-21362	-35566	317
	COMB2 (max)	-1096	-2	-45204	-17803	-41509	317
	COMB3 (max)	-734	-625	-45112	-21077	-26963	316
	COMB4 (max)	-1337	-2	-43499	-15145	-36867	317
	COMB5 (max)	-734	-376	-44465	-18698	-26888	317
	COMB6 (max)	-1096	-2	-43611	-15359	-32902	317
	COMB7 (max)	-734	-376	-44654	-19372	-26979	317
IP5	COMB1 (max)	-864	-404	-34232	-17790	-105792	-149
	COMB2 (max)	-1257	0	-33528	-12558	-112811	-148
	COMB3 (max)	-864	-673	-32842	-18578	-98000	-149
	COMB4 (max)	-1519	0	-31667	-9858	-109699	-148
	COMB5 (max)	-864	-404	-32370	-15088	-97851	-149
	COMB6 (max)	-1257	0	-31692	-9997	-104875	-148
	COMB7 (max)	-864	-404	-32569	-15816	-98143	-149

Inviluppo 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 involuppo 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:

IPN = numero pila

A1 = allineamento 1 (posizione appoggio in senso trasversale)

A2* = allineamento 2 (posizione appoggio in senso trasversale)

BA = lato Bardonecchia (posizione appoggio in senso longitudinale)

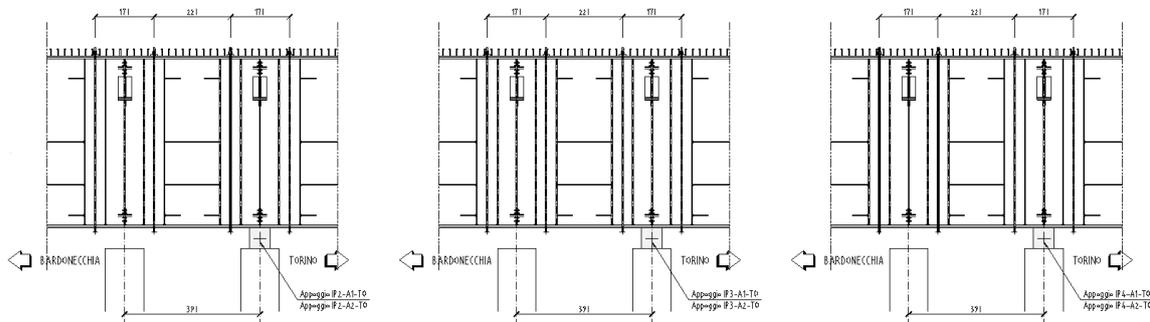
TO = lato Torino (posizione appoggio in senso longitudinale)

* Per allineamento 2 si intende l'allineamento di travi lato Viadotto Clarea.

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 IP2-A1-TO, IP2-A2-TO (pila IP2); IP3-A1-TO, IP3-A2-TO (pila IP3); IP4-A1-TO, IP4-A2-TO (pila IP4). 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:
 - 3.000 kN per gli appoggi IP2-A1-BA, IP2-A2- BA (pila IP2);
 - 2.600 kN per gli appoggi IP3-A1-BA, IP3-A2- BA (pila IP3);
 - 4.500 kN per gli appoggi IP4-A1-BA, IP4-A2- BA (pila IP4)
- 3) In seconda fase si procede all'inghisaggio degli appoggi rimanenti, su pila IP2, IP3, IP4, 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 1 è quello esterno rispetto al senso di marcia, mentre l'allineamento 2 è quello adiacente al viadotto esistente.

8.3.1 Azioni orizzontali Allineamento 1

AZIONI SUGLI APOGGI - ALLINEAMENTO 1 (KN)									
AZIONI ORIZZONTALI TRASVERSALI									
VALORI CARATTERISTICI	SP 2-A1	IP1-A1	IP2		IP3		IP4		IP5
			A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coazione	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Accidentali	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla eccentrica	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla centrata	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Scarico	0	516	340	340	399	399	403	403	537
Vento impalcato Carico	0	545	411	411	526	526	531	531	701
Centrifuga	0	55	28	28	28	28	28	28	55
Frenamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temperatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Cedimenti differenziali	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV max	0	5.004	2.567	2.405	2.548	3.206	3.149	2.804	3.550
Sisma SLV min	0	-4.088	-2.779	-2.237	-2.493	-3.369	-3.225	-2.684	-3.628
Sisma SLD max	0	2.013	1.045	987	1.038	1.318	1.286	1.149	1.462
Sisma SLD min	0	-1.644	-1.130	-923	-1.015	-1.374	-1.323	-1.094	-1.487
COMBINAZIONI	SP 2-A1	IP1-A1	IP2		IP3		IP4		IP5
			A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
STR (schema 1)	0	546	398	398	502	502	506	506	687
STR (vento)	0	873	645	645	817	817	825	825	1.107
STR (frenamento)	0	873	645	645	817	817	825	825	1.107
STR (sisma SLV) max	0	5.004	2.567	2.405	2.548	3.206	3.149	2.804	3.550
STR (sisma SLV) min	0	-4.088	-2.779	-2.237	-2.493	-3.369	-3.225	-2.684	-3.628
STR (sisma SLD) max	0	2.013	1.045	987	1.038	1.318	1.286	1.149	1.462
STR (sisma SLD) min	0	-1.644	-1.130	-923	-1.015	-1.374	-1.323	-1.094	-1.487

AZIONI SUGLI APOGGI - ALLINEAMENTO 1 (KN)									
AZIONI ORIZZONTALI LONGITUDINALI									
VALORI CARATTERISTICI	SP 2-A1	IP1-A1	IP2		IP3		IP4		IP5
			A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coazione	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Accidentali	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla eccentrica	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla centrata	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Scarico	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Carico	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Centrifuga	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	265	0	0	0	0	0	0	0
Temperatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Cedimenti differenziali	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV max	0	3.839	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV min	0	-3.606	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLD max	0	1.524	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLD min	0	-1.439	0	0	0	0	0	0	0
COMBINAZIONI	SP 2-A1	IP1-A1	IP2		IP3		IP4		IP5
			A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
STR (schema 1)	0	268	0	0	0	0	0	0	0
STR (vento)	0	268	0	0	0	0	0	0	0
STR (frenamento)	0	268	0	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLV) max	0	3.839	0	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLV) min	0	-3.606	0	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLD) max	0	1.524	0	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLD) min	0	-1.439	0	0	0	0	0	0	0

8.3.2 Azioni orizzontali Allineamento 2

AZIONI SUGLI A PPOGGI - ALLINEAMENTO 2 (KN)									
AZIONI ORIZZONTALI TRASVERSALI									
VALORI CARATTERISTICI	SP 2-A2	IP1-A2	IP2		IP3		IP4		IP5
			A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coazione	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Accidentali	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla eccentrica	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla centrata	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Scarico	469	516	340	340	399	399	403	403	537
Vento impalcato Carico	495	545	411	411	526	526	531	531	701
Centrifuga	110	55	28	28	28	28	28	28	55
Frenamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temperatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Cedimenti differenziali	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV max	4.255	5.066	2.872	3.329	3.376	4.141	4.060	3.592	4.695
Sisma SLV min	-4.384	-4.159	-3.067	-3.102	-3.308	-4.320	-4.158	-3.482	-4.858
Sisma SLD max	1.780	2.033	1.173	1.365	1.376	1.701	1.657	1.471	1.930
Sisma SLD min	-1.855	-1.660	-1.258	-1.275	-1.346	-1.761	-1.705	-1.416	-1.989
COMBINAZIONI	SP 2-A2	IP1-A2	IP2		IP3		IP4		IP5
			A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
STR (schema 1)	557	546	398	398	502	502	506	506	687
STR (vento)	854	873	645	645	817	817	825	825	1.107
STR (frenamento)	854	873	645	645	817	817	825	825	1.107
STR (sisma SLV) max	4.255	5.066	2.872	3.329	3.376	4.141	4.060	3.592	4.695
STR (sisma SLV) min	-4.384	-4.159	-3.067	-3.102	-3.308	-4.320	-4.158	-3.482	-4.858
STR (sisma SLD) max	1.780	2.033	1.173	1.365	1.376	1.701	1.657	1.471	1.930
STR (sisma SLD) min	-1.855	-1.660	-1.258	-1.275	-1.346	-1.761	-1.705	-1.416	-1.989

AZIONI SUGLI A PPOGGI - ALLINEAMENTO 2 (KN)									
AZIONI ORIZZONTALI LONGITUDINALI									
VALORI CARATTERISTICI	SP 2-A2	IP1-A2	IP2		IP3		IP4		IP5
			A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
Peso proprio acciaio	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Peso proprio soletta	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Coazione	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Permanenti	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Accidentali	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla eccentrica	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Folla centrata	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Scarico	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Vento impalcato Carico	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Centrifuga	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	265	0	0	0	0	0	0	0
Temperatura	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Cedimenti differenziali	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Ritiro	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV max	0	5.535	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLV min	0	-4.945	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLD max	0	2.091	0	0	0	0	0	0	0
Sisma SLD min	0	-1.863	0	0	0	0	0	0	0
COMBINAZIONI	SP 2-A2	IP1-A2	IP2		IP3		IP4		IP5
			A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
STR (schema 1)	0	268	0	0	0	0	0	0	0
STR (vento)	0	268	0	0	0	0	0	0	0
STR (frenamento)	0	268	0	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLV) max	0	5.535	0	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLV) min	0	-4.945	0	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLD) max	0	2.091	0	0	0	0	0	0	0
STR (sisma SLD) min	0	-1.863	0	0	0	0	0	0	0

8.3.3 Azioni verticali Allineamento 1

AZIONI SUGLI APOGGI - ALLINEAMENTO 1 (KN)									
AZIONI VERTICALI									
VALORI CARATTERISTICI	SP 2-A1	IP1-A1	IP2		IP3		IP4		IP5
			A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
Peso proprio acciaio	-270	1.573	0	3.238	0	2.813	0	3.677	2.233
Peso proprio soletta	-378	4.277	0	4.931	0	4.423	0	4.691	3.112
Coazione	-90	-292	3.000	-2.573	2.600	-2.609	4.500	-4.441	146
Permanenti	-153	1.818	-670	2.678	1.479	902	558	1.947	1.288
Accidentali max	1.160	2.924	5.848	5.792	4.787	4.459	4.934	5.578	2.080
Accidentali min	-1.546	-135	-3.993	-4.557	-3.818	-3.812	-4.664	-4.345	-445
Folla eccentrica esterno max	52	267	939	1.145	1.735	1.645	1.819	2.021	762
Folla eccentrica esterno min	-19	-11	-679	-602	-1.042	-1.114	-1.342	-1.225	-9
Vento impalcato Scarico max	239	330	48	634	445	369	390	442	549
Vento impalcato Scarico min	-239	-330	-48	-634	-445	-369	-390	-442	-549
Vento impalcato Carico max	307	424	20	969	674	563	593	672	842
Vento impalcato Carico min	-307	-424	-20	-969	-674	-563	-593	-672	-842
Centrifuga	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temperatura max	256	1.972	552	56	295	781	1.103	690	452
Temperatura min	-256	-1.972	-552	-56	-295	-781	-1.103	-690	-452
Ritiro	223	1.836	1.072	-556	260	-549	-794	560	-254
Sisma SLV max	931	3.743	4.814	4.086	5.603	5.563	5.403	6.215	4.675
Sisma SLV min	-1.022	-3.201	-5.046	-4.179	-5.581	-5.694	-5.262	-6.140	-4.407
Sisma SLD max	411	1.566	1.578	1.270	2.297	2.284	2.220	2.545	1.827
Sisma SLD min	-449	-1.337	-1.667	-1.306	-2.283	-2.338	-2.152	-2.512	-1.813
COMBINAZIONI SLU / SLE	SP 2-A1	IP1-A1	IP2		IP3		IP4		IP5
			A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
STR (schema 1) max	1.473	18.645	14.244	22.194	15.664	17.273	16.562	21.809	14.011
STR (schema 1) min	-3.576	7.111	-3.656	-1.171	-3.041	-3.762	-5.331	-3.741	4.778
STR (vento) max	1.249	17.822	11.966	20.434	13.867	15.551	14.639	19.647	13.557
STR (vento) min	-3.232	6.906	-2.091	-11	-1.805	-2.437	-3.660	-2.265	4.426
STR (temperatura max)	1.187	18.515	12.219	19.879	13.605	15.588	14.813	19.575	13.269
STR (temperatura min)	-3.171	6.214	-2.344	543	-1.542	-2.474	-3.833	-2.193	4.714
STR (sisma SLV)	391	13.941	8.492	11.832	10.090	10.934	10.219	12.994	11.426
STR (sisma SLV) min	-1.818	5.025	-1.920	3.511	-1.390	-1.105	-1.550	-51	1.892
SLE Combinazione Rara (schema 1) max	882	13.841	10.532	15.270	11.442	11.890	12.035	14.850	10.143
SLE Combinazione Rara (schema 1) min	-2.571	7.628	-1.613	1.944	-1.102	-752	-2.760	47	5.295
SLE Combinazione Rara (vento) max	702	13.212	8.843	13.923	10.082	10.590	10.584	13.219	9.770
SLE Combinazione Rara (vento) min	-2.302	7.495	-453	2.846	-157	254	-1.495	1.171	5.071
SLE Combinazione Rara (temp) max	681	13.832	9.056	13.558	9.930	10.677	10.788	13.226	9.614
SLE Combinazione Rara (temp) min	-2.282	6.876	-666	3.211	-5	167	-1.699	1.163	5.227
SLE Combinazione Frequente max	456	12.873	8.827	13.148	9.542	10.139	10.109	12.682	9.096
SLE Combinazione Frequente min	-2.057	7.835	-437	3.621	382	704	-1.021	1.708	5.745
SLE Combinazione QP max	-540	10.198	3.678	7.746	4.487	5.371	4.816	6.779	6.751
SLE Combinazione QP min	-796	8.226	3.126	7.690	4.192	4.590	3.713	6.089	6.299
SLE (sisma SLD)	-129	11.764	5.256	9.016	6.784	7.655	7.036	9.324	8.578
SLE (sisma SLD) min	-1.245	6.889	1.459	6.384	1.909	2.252	1.561	3.577	4.486
COMBINAZIONI VALIDE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE BARRE	SP 2-A1	IP1-A1	IP2		IP3		IP4		IP5
			A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
SLE Rara Combinazione Permanenti	-668	9.212	3.402	7.718	4.339	4.980	4.264	6.434	6.525
SLE Tiro barre	3.332	0	3.332	1.470	3.332	3.332	4.620	3.332	0
SLE Permanenti + tiro	2.664	9.212	6.734	9.188	7.671	8.312	8.884	9.766	6.525
SLE Rara Comb. solo Accidentali max	1.550	4.629	7.130	7.552	7.103	6.910	7.771	8.416	3.618
SLE Rara Comb. solo Accidentali min	-1.903	-2.336	-5.015	-5.774	-5.441	-5.732	-7.024	-6.387	-1.454
SLE Max Compressione senza sisma	4.214	13.841	13.864	16.740	14.774	15.222	16.655	18.182	10.143
SLE Min Compressione senza sisma	761	6.876	1.719	3.414	2.230	2.580	1.860	3.379	5.071
SLD Max Compressione con sisma	3.075	10.778	8.312	10.458	9.968	10.596	11.104	12.311	8.352
SLD Min Compressione con sisma	2.215	7.875	5.067	7.882	5.388	5.974	6.732	7.254	4.712
SLU Max Compressione senza sisma	4.805	18.645	17.576	23.664	18.996	20.605	21.182	25.141	14.011
SLU Max Compressione con sisma	3.723	13.941	11.824	13.302	13.422	14.266	14.839	16.326	11.426

Azioni massime sugli appoggi allineamento 1

8.3.4 Azioni verticali Allineamento 2

AZIONI SUGLI APOGGI - ALLINEAMENTO 2 (KN)									
AZIONI VERTICALI									
VALORI CARATTERISTICI	SP 2-A2	IP1-A2	IP2		IP3		IP4		IP5
			A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
Peso proprio acciaio	1.039	988	0	1.446	0	3.252	0	4.226	1.177
Peso proprio soletta	2.164	1.465	0	2.885	0	5.456	0	5.826	2.104
Coazione	136	74	3.000	-3.472	2.600	-2.695	4.500	-4.385	0
Permanenti	973	1.181	-495	1.937	1.165	879	640	1.626	1.630
Accidentali max	3.116	2.696	7.453	6.447	5.524	5.471	6.188	6.490	3.073
Accidentali min	-716	-191	-4.806	-5.869	-3.731	-3.700	-4.690	-4.354	-420
Folla eccentrica esterno max	88	30	513	478	693	634	813	878	230
Folla eccentrica esterno min	-29	-14	-430	-457	-540	-572	-766	-684	-60
Vento impalcato Scarico max	236	421	360	106	208	239	221	237	329
Vento impalcato Scarico min	-236	-421	-360	-106	-208	-239	-221	-237	-329
Vento impalcato Carico max	303	541	468	206	321	366	340	364	508
Vento impalcato Carico min	-303	-541	-468	-206	-321	-366	-340	-364	-508
Centrifuga	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Frenamento	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Temperatura max	418	1.838	1.431	937	595	176	383	959	377
Temperatura min	-418	-1.838	-1.431	-937	-595	-176	-383	-959	-377
Ritiro	-373	-1.715	-635	38	299	-374	-528	523	2
Sisma SLV max	1.466	2.706	9.012	9.905	14.004	14.976	15.967	14.532	12.317
Sisma SLV min	-1.317	-2.620	-8.593	-9.692	-13.689	-15.124	-15.764	-14.530	-12.740
Sisma SLD max	614	1.121	3.302	3.623	5.730	6.120	6.525	5.932	5.057
Sisma SLD min	-553	-1.089	-3.130	-3.573	-5.613	-6.200	-6.476	-5.944	-5.224
COMBINAZIONI SLU / SLE	SP 2-A2	IP1-A2	IP2		IP3		IP4		IP5
			A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
STR (schema 1) max	10.493	8.958	15.126	15.535	14.727	18.703	16.540	23.217	12.064
STR (schema 1) min	2.285	-437	-7.025	-7.781	-2.419	-723	-3.441	-1.538	3.536
STR (vento) max	9.594	8.363	12.718	13.321	12.821	16.862	14.381	20.948	11.254
STR (vento) min	2.355	-692	-5.538	-5.770	-1.170	499	-1.804	-56	3.394
STR (temperatura max)	9.613	8.921	13.124	13.647	12.914	16.727	14.361	21.190	11.131
STR (temperatura min)	2.336	-1.250	-5.944	-6.096	-1.263	634	-1.783	-298	3.517
STR (sisma SLV)	5.614	5.618	11.598	13.208	18.366	21.582	20.771	22.828	17.419
STR (sisma SLV) min	2.413	-1.546	-7.439	-7.327	-9.923	-8.694	-11.344	-7.194	-8.016
SLE Combinazione Rara (schema 1) max	7.576	6.146	10.975	10.445	10.831	12.948	12.047	15.978	8.747
SLE Combinazione Rara (schema 1) min	2.761	361	-4.505	-4.178	-757	1.921	-1.278	1.984	3.902
SLE Combinazione Rara (vento) max	6.896	5.681	9.171	8.796	9.405	11.568	10.433	14.281	8.124
SLE Combinazione Rara (vento) min	2.826	195	-3.384	-2.679	183	2.842	-50	3.098	3.819
SLE Combinazione Rara (temp) max	6.942	6.200	9.556	9.088	9.514	11.492	10.450	14.519	8.072
SLE Combinazione Rara (temp) min	2.780	-323	-3.769	-2.971	73	2.918	-67	2.860	3.871
SLE Combinazione Frequente max	6.653	5.249	8.797	8.631	9.148	11.276	10.161	13.990	7.718
SLE Combinazione Frequente min	3.069	628	-3.009	-2.514	440	3.135	222	3.389	4.225
SLE Combinazione QP max	4.148	2.912	2.586	3.303	4.362	6.606	4.804	8.296	5.102
SLE Combinazione QP min	3.730	1.074	1.155	2.366	3.767	6.430	4.421	7.337	4.725
SLE (sisma SLD)	4.762	4.033	5.888	6.926	10.092	12.726	11.329	14.228	10.159
SLE (sisma SLD) min	3.177	-15	-1.976	-1.208	-1.847	230	-2.056	1.393	-500
COMBINAZIONI VALIDE PER IL DIMENSIONAMENTO DELLE BARRE	SP 2-A2	IP1-A2	IP2		IP3		IP4		IP5
			A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
SLE Rara Combinazione Permanenti	3.939	1.993	1.870	2.834	4.064	6.518	4.612	7.816	4.913
SLE Tiro barre	0	2.310	9.240	9.240	9.240	9.240	9.240	6.930	6.930
SLE Permanenti + tiro	3.939	4.303	11.110	12.074	13.304	15.758	13.852	14.746	11.843
SLE Rara Comb. solo Accidentali max	3.637	4.207	9.105	7.611	6.767	6.430	7.435	8.162	3.834
SLE Rara Comb. solo Accidentali min	-1.178	-2.316	-6.375	-7.012	-4.821	-4.597	-5.890	-5.832	-1.094
SLE Max Compressione senza sisma	7.576	8.510	20.215	19.685	20.071	22.188	21.287	22.908	15.677
SLE Min Compressione senza sisma	2.761	1.987	4.735	5.062	8.483	11.161	7.962	8.914	10.749
SLD Max Compressione con sisma	4.553	5.424	14.412	15.697	19.034	21.878	20.377	20.678	16.900
SLD Min Compressione con sisma	3.386	3.214	7.980	8.501	7.691	9.558	7.376	8.802	6.619
SLU Max Compressione senza sisma	10.493	11.268	24.366	24.775	23.967	27.943	25.780	30.147	18.994
SLU Max Compressione con sisma	5.614	7.928	20.838	22.448	27.606	30.822	30.011	29.758	24.349

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:

SP4	Allineamento 1	4M40	Allineamento 2	non previste
IP1	Allineamento 1	non previste	Allineamento 2	2M47
IP2_BA	Allineamento 1	4M40	Allineamento 2	8M47
IP2_TO	Allineamento 1	4M26,5	Allineamento 2	8M47
IP3_BA	Allineamento 1	4M40	Allineamento 2	8M47
IP3_TO	Allineamento 1	4M40	Allineamento 2	8M47
IP4_BA	Allineamento 1	4M47	Allineamento 2	8M47
IP4_TO	Allineamento 1	4M40	Allineamento 2	6M47
IP5_BA	Allineamento 1	non previste	Allineamento 2	6M47

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.

<i>Diametro</i>	<i>18</i>	<i>26,5</i>	<i>32</i>	<i>36</i>	<i>40</i>	<i>47</i>
<i>Area cm²</i>	<i>2,41</i>	<i>5,55</i>	<i>8,04</i>	<i>10,20</i>	<i>12,57</i>	<i>17,35</i>
<i>Massa Kg/m</i>	<i>1,96</i>	<i>4,48</i>	<i>6,53</i>	<i>8,27</i>	<i>10,21</i>	<i>14,10</i>
<i>F_{pyk} KN</i>	<i>230</i>	<i>525</i>	<i>760</i>	<i>970</i>	<i>1190</i>	<i>1650</i>
<i>F_{ptk} KN₁</i>	<i>255</i>	<i>580</i>	<i>850</i>	<i>1070</i>	<i>1320</i>	<i>1820</i>
<i>F_{yt}/F_{tk} N/mm²</i>	<i>950/1050</i>	<i>950/1050</i>	<i>950/1050</i>	<i>950/1050</i>	<i>950/1050</i>	<i>950/1050</i>
<i>Tipo</i>	<i>Y 1050</i>					

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	SP 2-A1	IP1-A1	IP2		IP3		IP4		IP5
			A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA	A1-TO	A1-BA
numero barre	4		4	4	4	4	4	4	
	m		m	m	m	m	m	m	
	40,0		40,0	26,5	40,0	40,0	47,0	40,0	
Fpyk	1.190		1.190	525	1.190	1.190	1.650	1.190	
Lunghezza barre (m)	5		5	5	5	5	5	5	
Area	12,57		12,57	5,55	12,57	12,57	17,35	12,57	
VERIFICA DELLE BARRE A SLE CON DEFORMAZIONI TERMICHE									
Ned, SLE (min SLE / n.barre)	-642,70		-403,30	0,00	-275,60	-188,10	-689,90	0,00	
$\sigma=N/A$ (kg/cmq)	-5.112,97		-3.208,43	0,00	-2.192,52	-1.496,42	-3.976,37	0,00	
Scorrimento termico longitudinale (cm)	25,00		25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	25,00	
ε ($\Delta L/L$)	0,001249		0,001249	0,001249	0,001249	0,001249	0,001249	0,001249	
$\sigma = \varepsilon E$ (kg/cmq)	-2.623,4		-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	
$\sigma = \varepsilon E + N/A$ (kg/cmq)	-7.736,3		-5.831,8	-2.623,4	-4.815,9	-4.119,8	-6.599,7	-2.623,4	
NEd = σA (kN)	972,5		733,1	145,6	605,4	517,9	1.145,1	329,8	
IR (Ned,SLE / Fpyk)	0,82		0,62	0,28	0,51	0,44	0,69	0,28	
VERIFICA DELLE BARRE A SLU									
Ned, SLU (min SLU / n.barre)	894,0		913,9	292,7	760,3	940,5	1.332,7	935,4	
Fy (Fpyk / 1,15)	1.034,8		1.034,8	456,5	1.034,8	1.034,8	1.434,8	1.034,8	
IR (Ned,SLU / Fy)	0,86		0,88	0,64	0,73	0,91	0,93	0,90	

8.4.2 Allineamento 2

DIMENSIONAMENTO DELLE BARRE	SP 2-A2	IP1-A2	IP2		IP3		IP4		IP5
			A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA	A2-TO	A2-BA
numero barre		2	8	8	8	8	8	6	6
		m	m	m	m	m	m	m	m
		47	47,0						
Fpyk		1.650	1.650	1.650	1.650	1.650	1.650	1.650	1.650
Lunghezza barre (m)		5	5	5	5	5	5	5	5
Area		17,35	17,35	17,35	17,35	17,35	17,35	17,35	17,35
VERIFICA DELLE BARRE A SLE CON DEFORMAZIONI TERMICHE									
Ned, SLE (min SLE / n.barre)		-161,68	-563,18	-522,23	-230,81	0,00	-256,94	0,00	-83,25
$\sigma=N/A$ (kg/cmq)		-931,84	-3.245,97	-3.009,94	-1.330,33	0,00	-1.480,91	0,00	-479,83
Scorrimento termico longitudinale (cm)		25,00							
ε ($\Delta L/L$)		0,001249	0,001249	0,001249	0,001249	0,001249	0,001249	0,001249	0,001249
$\sigma = \varepsilon E$ (kg/cmq)		-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4	-2.623,4
$\sigma = \varepsilon E + N/A$ (kg/cmq)		-3.555,2	-5.869,3	-5.633,3	-3.953,7	-2.623,4	-4.104,3	-2.623,4	-3.103,2
NEd = σA (kN)		616,8	1.018,3	977,4	686,0	455,2	712,1	455,2	538,4
IR (Ned,SLE / Fpyk)		0,37	0,62	0,59	0,42	0,28	0,43	0,28	0,33
VERIFICA DELLE BARRE A SLU									
Ned, SLU (min SLU / n.barre)		773,0	929,8	972,7	1.240,3	1.086,8	1.417,9	1.198,9	1.335,9
Fy (Fpyk / 1,15)		1.434,8	1.434,8	1.434,8	1.434,8	1.434,8	1.434,8	1.434,8	1.434,8
IR (Ned,SLU / Fy)		0,54	0,65	0,68	0,86	0,76	0,99	0,84	0,93

A titolo di esempio si esegue la verifica delle barre su IP3-A2-BA

Barre utilizzate	8M47
Forza di Snervamento	1.650 kN
Carico massimo a SLE di trazione	1.847 kN
Carico massimo a SLU di trazione	9.923 kN

VERIFICA A SLE

Tensione massima solo per carichi agenti:

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} = \frac{1.847}{8 \cdot 17,35} \cdot 10^2 = 1.331 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\sigma_{tot} = \sigma_1 + \sigma_2 = 1.331 + 2.623 = 3.954 \text{ kg/cm}^2$$

Forza totale a SLE

$$N_{Ed,SLE} = \sigma_{tot} \cdot A = 3.954 \cdot 17,35 \cdot 10^{-2} = 686,02 \text{ kN}$$

Indice di resistenza

$$I_R = \frac{N_{Ed,SLE}}{F_{Pyk}} = \frac{686,02}{1.650} = 0,42$$

VERIFICA A SLU

$$N_{b,SLU} = \frac{N_{Ed,SLU}}{n_b} = \frac{9.923}{8} = 1.240 \text{ kN}$$

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

Indice di resistenza

$$I_R = \frac{N_{Ed,SLU}}{N_{Rd,SLU}} = \frac{1.240}{1.435} = 0,86$$

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 IP2 – Condizione 1

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

- “104C_C16166_NV02_W_6_E_CA_OC_0709A – Allargamento Clarea Discesa – Pila IP2 – Carpenteria”;
- “104C_C16166_NV02_W_6_E_AR_OC_0728A – Allargamento Clarea Discesa – Pulvino IP2 – Armatura”.

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti

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

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	IP2 – (h setto 5,98 m)	
	<i>Appoggio A1-TO</i>	<i>Appoggio A2-TO</i>
Peso proprio acciaio	3.238 kN	1.446 kN
Peso proprio soletta	4.931 kN	2.885 kN
Permanenti	2.678 kN	1.937 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	10.847 kN	6.268 kN
Attrito Longitudinale (3% carichi permanenti)	325 kN	188 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:

$$M_{x, Ed, K} = (10.847 - 6.268) \times 2,50 = 11.448 \text{ kNm}$$

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:

$$\text{Appoggio IP2-A1-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 325 \times 5,98 = 1.944 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP2-A2-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 188 \times 5,98 = 1.124 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{y, Ed, K} = 1.944 + 1.124 = 3.068 \text{ kNm}$$

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	$M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 11.448 \times 1,35 = 15.455 \text{ kNm}$
Momento longitudinale	$M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 3.068 \times 1,35 = 4.142 \text{ kNm}$
Azione di compressione	$N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{g1} = 17.115 \times 1,35 = 23.105 \text{ kN}$

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

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="23105"/>	<input type="text" value="0"/>	kN
M _{xEd}	<input type="text" value="15455"/>	<input type="text" value="0"/>	kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="4142"/>	<input type="text" value="0"/>	

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**

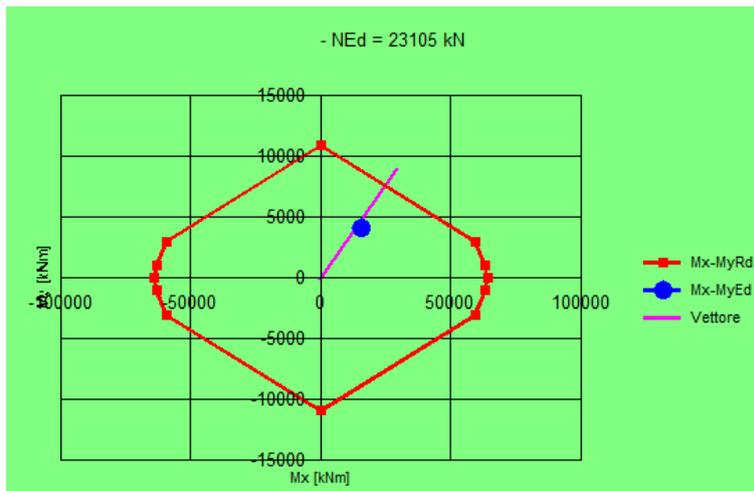
angolo asse neutro θ°

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}	<input type="text" value="33.145"/>	kN m
M _{yRd}	<input type="text" value="9.635"/>	kN m
σ_c	<input type="text" value="-18,13"/>	N/mm²
σ_s	<input type="text" value="391,3"/>	N/mm²
ϵ_c	<input type="text" value="3,5"/>	%
ϵ_s	<input type="text" value="2,164"/>	%
d	<input type="text" value="110,7"/>	cm
x	<input type="text" value="68,43"/>	x/d
	<input type="text" value="0,618"/>	
	δ	<input type="text" value="1"/>



Indice di resistenza

$IR_x = 15.455 / 33.145 = 0,47$ La sezione è verificata

$IR_y = 4.142 / 9.635 = 0,43$ La sezione è verificata

9.1.3 Pila IP2 – 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	IP2 – (h sotto 5,98 m)	
	Appoggio A1-TO	Appoggio A2-TO
Peso proprio acciaio	3.238 kN	1.446 kN
Peso proprio soletta	4.931 kN	2.885 kN
Permanenti	2.678 kN	1.937 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	10.847 kN	6.268 kN
Accidentali mezzi + folla	6.937 kN	6.925 kN
Totale carichi P.P. + Perm. + Accidentali	17.784 kN	13.193 kN

Azione trasversale del vento	411 kN	411 kN
Azione trasversale centrifuga	28 kN	28 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:

$$M_{x, Ed, K} = (17.784 - 13.193) \times 2,50 = 11.478 \text{ kNm}$$

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:

Appoggio IP2-A1-TO	$M_{x, Ed, K} = 28 \times 5,98 = 167 \text{ kNm}$
<u>Appoggio IP2-A2-TO</u>	<u>$M_{x, Ed, K} = 28 \times 5,98 = 167 \text{ kNm}$</u>
Totale	$M_{x, Ed, K} = 167 + 167 = 334 \text{ kNm}$

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:

Appoggio IP2-A1-TO	$M_{x, Ed, K} = 411 \times 5,98 = 2.458 \text{ kNm}$
<u>Appoggio IP2-A2-TO</u>	<u>$M_{x, Ed, K} = 411 \times 5,98 = 2.458 \text{ kNm}$</u>
Totale	$M_{x, Ed, K} = 2.458 + 2.458 = 4.916 \text{ kNm}$

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 IP2-A1-TO	$M_{y, Ed, K} = 16.629 \times 0,25 = 4.157 \text{ kNm}$
<u>Appoggio IP2-A2-TO</u>	<u>$M_{y, Ed, K} = 12.715 \times 0,25 = 3.179 \text{ kNm}$</u>
Totale	$M_{y, Ed, K} = 4.157 + 3.179 = 7.336 \text{ kNm}$

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 0,90 = 20.371 kNm	$M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (11.478 + 334) \times 1,35 + 4.916 \times 0,90 = 20.371 \text{ kNm}$
Momento longitudinale	$M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = 7.336 \times 1,35 = 9.904 \text{ kNm}$
Azione di compressione	$N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (17.784 + 13.193) \times 1,35 = 41.819 \text{ kN}$

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

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M M_{xRd} 22.450 kN m M_{yRd} 12.928 kN m
 σ_c -18,13 N/mm² σ_s 157,2 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰ ϵ_s 0,7861 ‰
 d 92,26 cm
 x 75,34 x/d 0,8166
 δ 1

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

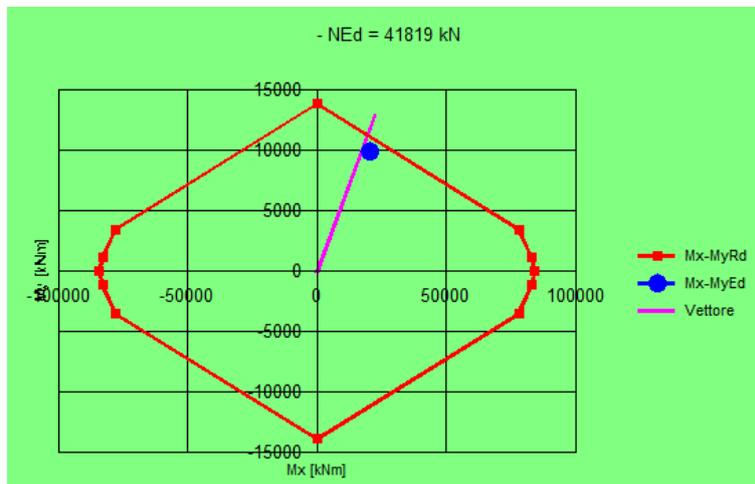
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 274

Precompresso



Indice di resistenza

$$IR_x = 20.371 / 22.450 = 0,91$$

La sezione è verificata

$$IR_y = 9.904 / 12.928 = 0,77$$

La sezione è verificata

9.1.4 Pila IP3 – Condizione 1

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

- “104C_C16166_NV02_W_6_E_CA_OC_0710A – Allargamento Clarea Discesa – Pila IP3 – Carpenteria”;
- “104C_C16166_NV02_W_6_E_AR_OC_0729A – Allargamento Clarea Discesa – Pulvino IP3 – Armatura”.

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti

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

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	IP3 – (h setto 9,07 m)	
	<i>Appoggio A1-TO</i>	<i>Appoggio A2-TO</i>
Peso proprio acciaio	2.813 kN	3.252 kN
Peso proprio soletta	4.423 kN	5.456 kN
Permanenti	902 kN	879 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	8.138 kN	9.587 kN
Attrito Longitudinale (3% carichi permanenti)	244 kN	288 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:

$$M_{x, Ed, K} = (9.587 - 8.318) \times 2,50 = 3.173 \text{ kNm}$$

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:

$$\text{Appoggio IP3-A1-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 244 \times 9,07 = 2.213 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP3-A2-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 288 \times 9,07 = 2.612 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{y, Ed, K} = 2.213 + 2.612 = 4.825 \text{ kNm}$$

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

$$\text{Momento trasversale} \quad M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 3.173 \times 1,35 = 4.284 \text{ kNm}$$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 4.825 \times 1,35 = 6.514 \text{ kNm}$

Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{g1} = 17.725 \times 1,35 = 23.929 \text{ kN}$

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	110	540

N°	As [cm²]	d [cm]
24	9,05	457,1
25	9,05	476,8
26	9,05	496,5
27	9,05	516,2
28	27,14	536

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

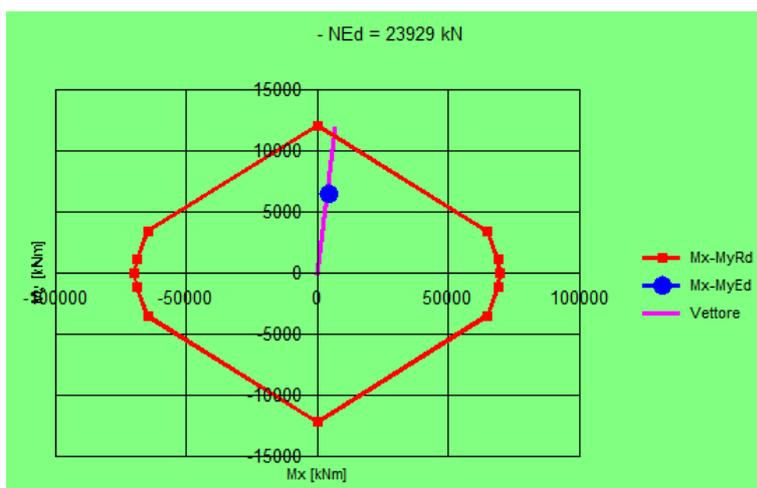
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	<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 x/d
 δ



Indice di resistenza

$$IR_x = 4.284 / 6.638 = 0,65$$

La sezione è verificata

$$IR_y = 6.514 / 11.875 = 0,55$$

La sezione è verificata

9.1.5 Pila IP3 – 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	IP3 – (h setto 9,07 m)	
	<i>Appoggio A1-TO</i>	<i>Appoggio A2-TO</i>
Peso proprio acciaio	2.813 kN	3.252 kN
Peso proprio soletta	4.423 kN	5.456 kN
Permanenti	902 kN	879 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	8.138 kN	9.587 kN
Accidentali mezzi + folla	6.104 kN	6.105 kN
Totale carichi P.P. + Perm. + Accidentali	14.242 kN	15.692 kN

Azione trasversale del vento	526 kN	526 kN
Azione trasversale centrifuga	28 kN	28 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:

$$M_{x, Ed, K} = (15.692 - 14.242) \times 2,50 = 3.625 \text{ kNm}$$

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:

$$\text{Appoggio IP3-A1-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 28 \times 9,07 = 254 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP3-A2-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 28 \times 9,07 = 254 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 254 + 254 = 508 \text{ kNm}$$

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:

$$\text{Appoggio IP3-A1-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 526 \times 9,07 = 4.771 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP3-A2-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 526 \times 9,07 = 4.771 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 4.771 + 4.771 = 9.542 \text{ kNm}$$

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 IP3-A1-TO $M_{y, Ed, K} = 14.242 \times 0,25 = 3.561 \text{ kNm}$

Appoggio IP3-A2-TO $M_{y, Ed, K} = 15.692 \times 0,25 = 3.923 \text{ kNm}$

Totale $M_{y, Ed, K} = 3.561 + 3.923 = 7.484 \text{ kNm}$

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 $M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (3.625 + 508) \times 1,35 + 9.542 \times 0,90 = 14.167 \text{ kNm}$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = 7.484 \times 1,35 = 10.103 \text{ kNm}$

Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (14.242 + 15.692) \times 1,35 = 40.405 \text{ kN}$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	110	540	24	9,05	457,1
			25	9,05	476,8
			26	9,05	496,5
			27	9,05	516,2
			28	27,14	536

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 40405 0 kN
 M_{xEd} 14167 0 kNm
 M_{yEd} 10103 0

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

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 ‰

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

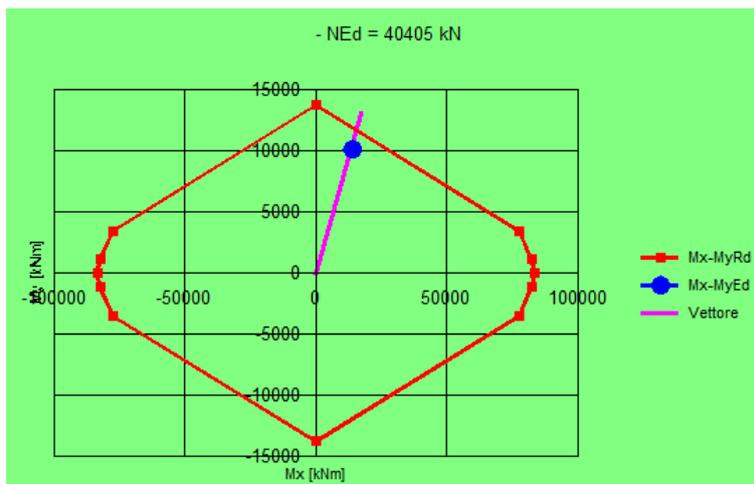
N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 273

Precompresso

M_{xRd} 17.262 kNm
 M_{yRd} 13.163 kNm
 σ_c -18,13 N/mm²
 σ_s 147,4 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 0,737 ‰
 d 82,98 cm
 x 68,54 x/d 0,8261
 δ 1



Indice di resistenza

$IR_x = 14.167 / 17.262 = 0,82$ La sezione è verificata

$IR_y = 10.103 / 13.163 = 0,77$ La sezione è verificata

9.1.6 Pila IP4 – Condizione 1

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

- “104C_C16166_NV02_W_6_E_CA_OC_0711A – Allargamento Clarea Discesa – Pila IP4 – Carpenteria”;
- “104C_C16166_NV02_W_6_E_AR_OC_0730A – Allargamento Clarea Discesa – Pulvino IP4 – Armatura”.

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti

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

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	IP4 – (h sotto 6,448 m)	
	<i>Appoggio A1-TO</i>	<i>Appoggio A2-TO</i>
Peso proprio acciaio	3.677 kN	4.226 kN
Peso proprio soletta	4.691 kN	5.826 kN
Permanenti	1.947 kN	1.626 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	10.315 kN	11.678 kN
Attrito Longitudinale (3% carichi)	309 kN	350 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:

$$M_{x, Ed, K} = - (11.678 - 10.315) \times 2,50 = 1.363 \text{ kNm}$$

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:

Appoggio IP4-A1-TO $M_{y, Ed, K} = 309 \times 6,448 = 1.992 \text{ kNm}$

Appoggio IP4-A2-TO $M_{y, Ed, K} = 350 \times 6,448 = 2.257 \text{ kNm}$

Totale $M_{y, Ed, K} = 1.992 + 2.257 = 4.249 \text{ kNm}$

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 $M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{g1} = -1.363 \times 1,35 = -1.840 \text{ kNm}$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 4.249 \times 1,35 = 5.736 \text{ kNm}$

Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{g1} = 21.993 \times 1,35 = 29.691 \text{ kN}$

Titolo :

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	110	540

N°	As [cm²]	d [cm]
24	9,05	457,1
25	9,05	476,8
26	9,05	496,5
27	9,05	516,2
28	27,14	536

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio elastico

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali

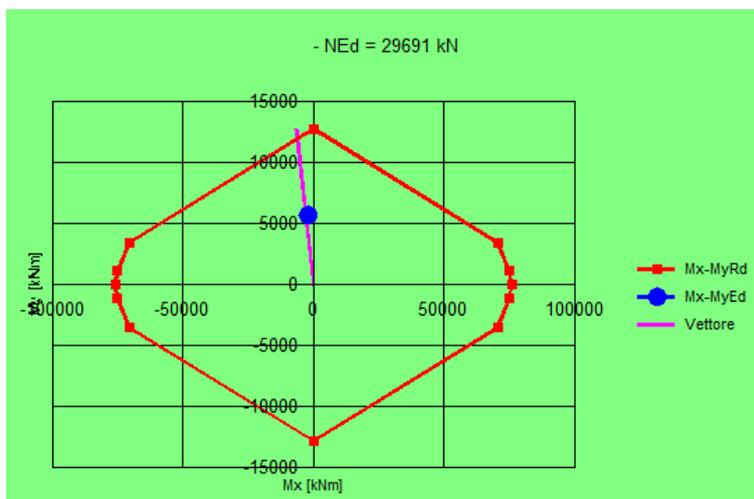
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{c1} N/mm²

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

Calcola MRd **Dominio Mx-My** N° rett.

angolo asse neutro θ°

Precompresso



Indice di resistenza

$IR_x = -1.840 / -6.428 = 0,29$ La sezione è verificata

$IR_y = 5.736 / 12.580 = 0,46$ La sezione è verificata

9.1.7 Pila IP4 – 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	IP4 – (h setto 6,448 m)	
	<i>Appoggio A1-TO</i>	<i>Appoggio A2-TO</i>
Peso proprio acciaio	3.677 kN	4.226 kN
Peso proprio soletta	4.691 kN	5.826 kN
Permanenti	1.947 kN	1.626 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	10.315 kN	11.678 kN
Accidentali mezzi + folla	7.599 kN	7.368 kN
Totale carichi P.P. + Perm. + Accidentali	17.914 kN	<i>19.046 kN</i>

Azione trasversale del vento	531 kN	531 kN
Azione trasversale centrifuga	28 kN	28 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:

$$M_{x, Ed, K} = - (17.914 - 19.046) \times 2,50 = -2.830 \text{ kNm}$$

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:

$$\text{Appoggio IP4-A1-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 28 \times 6,448 = 181 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP4-A2-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 28 \times 6,448 = 181 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 181 + 181 = 362 \text{ kNm}$$

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:

$$\text{Appoggio IP4-A1-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 526 \times 6,448 = 3.392 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP4-A2-TO} \quad M_{x, Ed, K} = 526 \times 6,448 = 3.392 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 3.392 + 3.392 = 6.784 \text{ kNm}$$

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.

$$\text{Appoggio IP4-A1-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 17.914 \times 0,25 = 4.479 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP4-A2-TO} \quad M_{y, Ed, K} = 19.046 \times 0,25 = 4.762 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{y, Ed, K} = 4.479 + 4.762 = 9.241 \text{ kNm}$$

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

$$\text{Momento trasversale} \quad M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (2.830 + 362) \times 1,35 + 6.784 \times 0,90 = 10.415 \text{ kNm}$$

$$\text{Momento longitudinale} \quad M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = 9.241 \times 1,35 = 12.475 \text{ kNm}$$

$$\text{Azione di compressione} \quad N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (17.914 + 19.046) \times 1,35 = 49.896 \text{ kN}$$

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

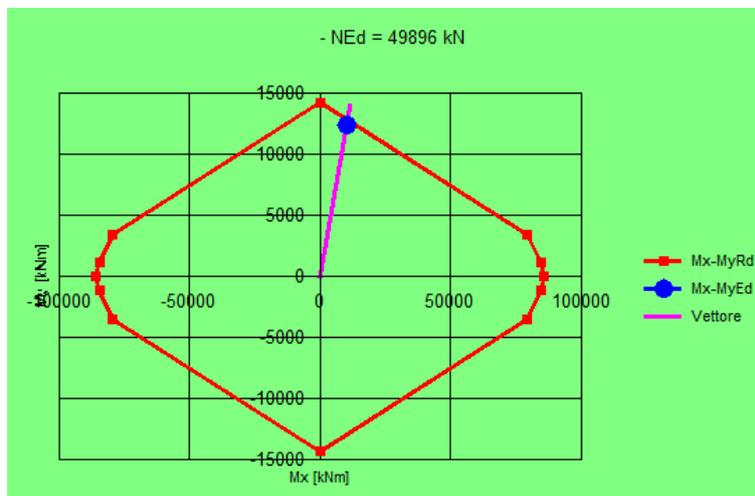
Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} ‰ 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



Indice di resistenza

$$IR = 10.415 / 11.364 = 0,92$$

La sezione è verificata

$$IR = 12.475 / 14.018 = 0,89$$

La sezione è verificata

9.1.8 Pila IP5 – Condizione 1

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

- “104C_C16166_NV02_W_6_E_CA_OC_0712A – Allargamento Clarea Discesa – Pila IP5 – Carpenteria”;
- “104C_C16166_NV02_W_6_E_AR_OC_0731A – Allargamento Clarea Discesa – Pulvino IP5 – Armatura”.

AZIONI VERTICALI Carichi di peso proprio + permanenti

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

AZIONI AL VALORE CARATTERISTICO	IP5 – (h setto 8,853 m)	
	<i>Appoggio A1-BA</i>	<i>Appoggio A2-BA</i>
Peso proprio acciaio	2.233 kN	1.177 kN
Peso proprio soletta	3.112 kN	2.104 kN
Permanenti	1.288 kN	1.630 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	6.633 kN	4.911 kN
Attrito Longitudinale (3% carichi)	199 kN	147 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:

$$M_{x, Ed, K} = (6.633 - 4.911) \times 2,50 = 4.305 \text{ kNm}$$

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:

$$\text{Appoggio IP5-A1-BA} \quad M_{y, Ed, K} = 199 \times 8,853 = 1.762 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP5-A2-BA} \quad M_{y, Ed, K} = 147 \times 8,853 = 1.301 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{y, Ed, K} = 1.762 + 1.301 = 3.063 \text{ kNm}$$

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

$$\text{Momento trasversale} \quad M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 4.305 \times 1,35 = 5.812 \text{ kNm}$$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{g1} = 3.063 \times 1,35 = 4.135 \text{ kNm}$

Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{g1} = 11.544 \times 1,35 = 15.584 \text{ kN}$

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

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 snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

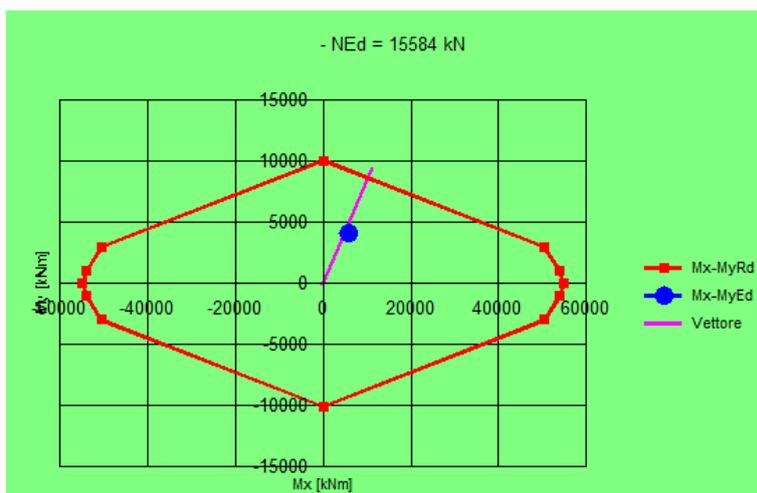
angolo asse neutro θ°

Precompresso

Materiali

ϵ_{su} ‰ 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



Indice di resistenza

$$IR_x = 5.812 / 11.825 = 0,49$$

La sezione è verificata

$$IR_y = 4.135 / 10.227 = 0,40$$

La sezione è verificata

9.1.9 Pila IP5 – 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	IP5 – (h setto 8,853 m)	
	<i>Appoggio A1-BA</i>	<i>Appoggio A2-BA</i>
Peso proprio acciaio	2.233 kN	1.177 kN
Peso proprio soletta	3.112 kN	2.104 kN
Permanenti	1.288 kN	1.630 kN
Totale carichi peso proprio + permanenti	6.633 kN	<i>4.911 kN</i>
Accidentali mezzi + folla	2.842 kN	3.303 kN
Totale carichi P.P. + Perm. + Accidentali	9.475 kN	<i>8.214 kN</i>

Azione trasversale del vento	701 kN	701 kN
Azione trasversale centrifuga	55 kN	55 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:

$$M_{x, Ed, K} = (9.475 - 8.214) \times 2,50 = 3.153 \text{ kNm}$$

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:

$$\text{Appoggio IP5-A1-BA} \quad M_{x, Ed, K} = 55 \times 8,853 = 487 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP5-A2-BA} \quad M_{x, Ed, K} = 55 \times 8,853 = 487 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 487 + 487 = 974 \text{ kNm}$$

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:

$$\text{Appoggio IP5-A1-BA} \quad M_{x, Ed, K} = 701 \times 8,853 = 6.206 \text{ kNm}$$

$$\text{Appoggio IP5-A2-BA} \quad M_{x, Ed, K} = 701 \times 8,853 = 6.206 \text{ kNm}$$

$$\text{Totale} \quad M_{x, Ed, K} = 6.206 + 6.206 = 12.412 \text{ kNm}$$

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 IP5-A1-BA $M_{y, Ed, K} = 9.745 \times 0,25 = 2.436 \text{ kNm}$

Appoggio IP5-A2-BA $M_{y, Ed, K} = 8.214 \times 0,25 = 2.054 \text{ kNm}$

Totale $M_{y, Ed, K} = 2.436 + 2.054 = 4.490 \text{ kNm}$

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 $M_{x, Ed, SLU} = M_{x, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (3.153 + 974) \times 1,35 + 12.412 \times 0,90 = 16.742 \text{ kNm}$

Momento longitudinale $M_{y, Ed, SLU} = M_{y, Ed, K} \times \gamma_{SLU} = 4.490 \times 1,35 = 6.062 \text{ kNm}$

Azione di compressione $N_{Ed, SLU} = N_{Ed, K} \times \gamma_{SLU} = (9.475 + 8.214) \times 1,35 = 23.880 \text{ kN}$

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

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

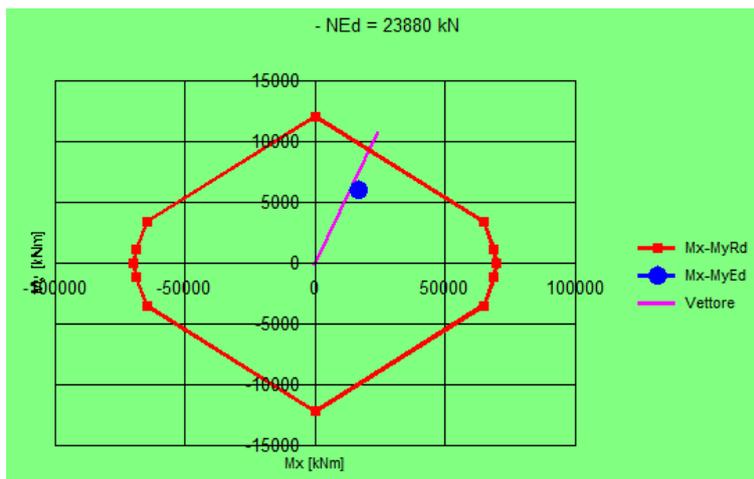
M M_{xRd} 23.914 kN m M_{yRd} 10.711 kN m
 σ_c -18,13 N/mm² σ_s 387,2 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰ ϵ_s 1,936 ‰
 d 92,26 cm
 x 59,4 x/d 0,6439
 δ 1

N° rett. 100

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ° 274

Precompresso



Indice di resistenza

$$IR_x = 16.742 / 23.914 = 0,70$$

La sezione è verificata

$$IR_y = 6.062 / 10.711 = 0,57$$

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 IP1 – 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.

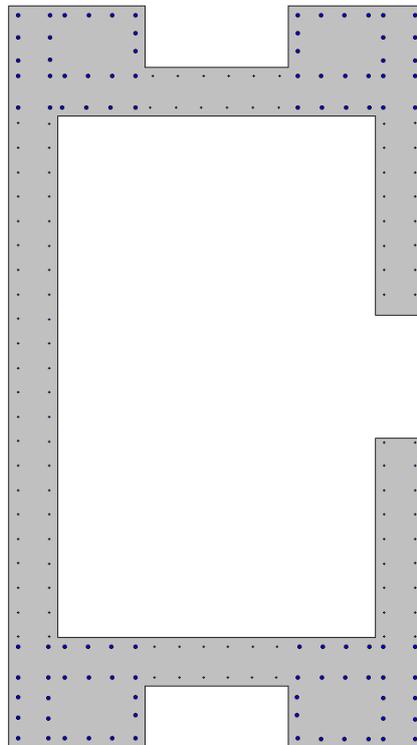


Figura 36 – Sezione di verifica allo spiccato

Verifiche in condizioni sismiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
561277600.0	332917600.0	-2343404.0	1078611764.3	639770480.6	-4503338.7	1.9217082
594316400.0	313734800.0	-2343404.0	1140702907.2	602167798.9	-4497819.3	1.9193529
306357300.0	168844700.0	-2343404.0	1086484104.3	598801081.8	-8310790.0	3.5464606
-519423800.0	283231000.0	-2343404.0	-1141081190.0	622207851.3	-5148039.5	2.1968212
-552462600.0	264048200.0	-2343404.0	-1212521255.5	579521681.6	-5143202.7	2.1947572
-264503500.0	119158100.0	-2343404.0	-1094629052.8	493127380.7	-9698011.9	4.1384294
561277600.0	332917600.0	-1708180.0	1008598102.3	598242401.9	-3069545.5	1.7969684
594316400.0	313734800.0	-1708180.0	1064496586.8	561939101.4	-3059568.6	1.7911277
306357300.0	168844700.0	-1708180.0	1149243118.6	633389867.3	-6407923.4	3.7513163
-519423800.0	283231000.0	-1708180.0	-1074224150.0	585752097.3	-3532699.5	2.0681073
-552462600.0	264048200.0	-1708180.0	-1139509913.7	544626082.6	-3523293.8	2.062601
-264503500.0	119158100.0	-1708180.0	-1215621735.8	547634252.0	-7850560.5	4.5958626

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.
561277600.0	332917600.0	-2343404.0	949904250.0	563428583.6	-2343404.0	1.6923965
594316400.0	313734800.0	-2343404.0	1002003029.0	528949259.8	-2343404.0	1.6859757
306357300.0	168844700.0	-2343404.0	982800799.7	541657424.8	-2343404.0	3.2080215
-519423800.0	283231000.0	-2343404.0	-987187758.9	538292962.6	-2343404.0	1.9005439
-552462600.0	264048200.0	-2343404.0	-1045623061.9	499753082.6	-2343404.0	1.8926585
-264503500.0	119158100.0	-2343404.0	-1068712240.0	481451927.7	-2343404.0	4.0404465
561277600.0	332917600.0	-1708180.0	890555510.7	528226323.8	-1708180.0	1.5866579
594316400.0	313734800.0	-1708180.0	939161245.9	495775593.0	-1708180.0	1.5802378
306357300.0	168844700.0	-1708180.0	921249326.0	507734159.0	-1708180.0	3.0071075
-519423800.0	283231000.0	-1708180.0	-926915540.7	505427775.0	-1708180.0	1.7845073
-552462600.0	264048200.0	-1708180.0	-979913443.5	468347325.1	-1708180.0	1.7737191
-264503500.0	119158100.0	-1708180.0	-998254069.9	449710715.7	-1708180.0	3.7740675

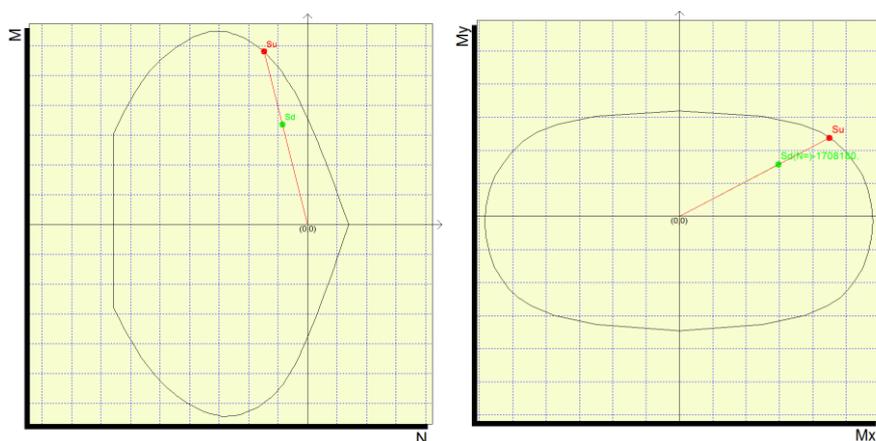


Figura 37 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
385954980.0	433973442.0	-2644729.0	740039955.4	832111783.3	-5071071.1	1.9174256
282439230.0	398107452.0	-2653235.0	632721614.3	891842077.6	-5943788.8	2.2402044
449312134.0	484189373.0	-2653718.0	750323993.9	808566866.3	-4431548.0	1.6699393
276785884.0	424412723.0	-2667895.0	592060402.7	907842423.4	-5706775.8	2.1390556
379857334.0	432380813.0	-2659781.0	734790045.2	836390635.9	-5145038.5	1.9343843
306686734.0	423898223.0	-2666523.0	641800080.4	887087322.1	-5580204.4	2.0926894
465099814.0	466412861.0	-2648149.0	789592847.6	791821987.4	-4495722.1	1.6976847
-275356038.0	343576428.0	-3327748.0	-660788845.0	824501516.9	-7985801.8	2.3997616
-171840738.0	307710258.0	-3319241.0	-465574305.2	833690493.0	-8992939.3	2.709336
-330162022.0	396393809.0	-3196878.0	-705632809.1	847185497.7	-6832469.7	2.1372319
-157636522.0	336616859.0	-3182700.0	-416117148.3	888576109.5	-8401454.4	2.6397255
-346360072.0	341550449.0	-3194387.0	-796632087.4	785569900.1	-7347126.3	2.3000113
-187537072.0	336102479.0	-3184072.0	-487042774.1	872874264.4	-8269187.8	2.597048
-334781734.0	369921281.0	-3203085.0	-742254444.3	820163369.1	-7101654.1	2.2171295
378630565.0	425278287.0	-1935702.0	694733531.2	780325503.0	-3551739.4	1.8348586
275114815.0	389412297.0	-1944208.0	602695630.6	853087791.4	-4259187.8	2.1907058
441987719.0	475494218.0	-1944691.0	683290257.8	735089580.2	-3006392.2	1.5459485
269461469.0	415717568.0	-1958867.0	553329255.6	853660797.2	-4022461.6	2.0534634
372532919.0	423685658.0	-1950754.0	690993114.1	785873831.0	-3618358.3	1.8548512
299362319.0	415203068.0	-1957496.0	600466558.7	832822107.5	-3926382.2	2.0058188
457775399.0	457717706.0	-1939122.0	731349452.5	731257281.2	-3097973.0	1.5976163
-282680453.0	352271583.0	-2618721.0	-690084385.2	859971449.0	-6392866.8	2.4412172
-179165153.0	316405413.0	-2610214.0	-512172006.9	904495057.6	-7461710.7	2.8586586
-337486437.0	405088964.0	-2487851.0	-705842394.0	847230978.1	-5203263.0	2.0914689
-164960937.0	345312014.0	-2473673.0	-453750612.0	949834188.1	-6804220.8	2.7506549
-353684487.0	350245604.0	-2485360.0	-811801257.4	803908093.7	-5704571.3	2.2952696
-194861487.0	344797634.0	-2475045.0	-523455439.4	926228162.3	-6648701.0	2.686295
-342106149.0	378616436.0	-2494058.0	-750930098.4	831070936.3	-5474509.1	2.1950208

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.
385954980.0	433973442.0	-2644729.0	634298319.5	713214336.5	-2644729.0	1.6434516
282439230.0	398107452.0	-2653235.0	525136184.0	740196849.2	-2653235.0	1.8592891
449312134.0	484189373.0	-2653718.0	657477144.3	708512907.1	-2653718.0	1.4632971
276785884.0	424412723.0	-2667895.0	488052104.2	748360138.6	-2667895.0	1.7632839
379857334.0	432380813.0	-2659781.0	628961442.6	715928943.8	-2659781.0	1.6557833
306686734.0	423898223.0	-2666523.0	534802289.2	739196433.7	-2666523.0	1.7438064
465099814.0	466412861.0	-2648149.0	696639242.9	698605960.7	-2648149.0	1.4978274
-275356038.0	343576428.0	-3327748.0	-624687990.5	779456553.6	-3327748.0	2.2686555
-171840738.0	307710258.0	-3319241.0	-458846569.0	821643329.6	-3319241.0	2.670185
-330162022.0	396393809.0	-3196878.0	-636481170.5	764161771.2	-3196878.0	1.9277843
-157636522.0	336616859.0	-3182700.0	-381288240.9	814202498.2	-3182700.0	2.4187811
-346360072.0	341550449.0	-3194387.0	-745488305.1	735136310.2	-3194387.0	2.1523506
-187537072.0	336102479.0	-3184072.0	-450779171.1	807882917.6	-3184072.0	2.4036803
-334781734.0	369921281.0	-3203085.0	-681353555.0	752870166.7	-3203085.0	2.0352172
378630565.0	425278287.0	-1935702.0	576940207.8	648019906.4	-1935702.0	1.523755
275114815.0	389412297.0	-1944208.0	469928554.1	665162134.8	-1944208.0	1.708118
441987719.0	475494218.0	-1944691.0	598939959.8	644344798.7	-1944691.0	1.3551054
269461469.0	415717568.0	-1958867.0	433918406.0	669437100.3	-1958867.0	1.6103171
372532919.0	423685658.0	-1950754.0	572291711.8	650873461.4	-1950754.0	1.5362178
299362319.0	415203068.0	-1957496.0	480265840.8	666108718.2	-1957496.0	1.6042962
457775399.0	457717706.0	-1939122.0	635758726.6	635678602.5	-1939122.0	1.3888006
-282680453.0	352271583.0	-2618721.0	-580647289.8	723592798.0	-2618721.0	2.0540766
-179165153.0	316405413.0	-2610214.0	-423483587.8	747871431.8	-2610214.0	2.3636493
-337486437.0	405088964.0	-2487851.0	-590369615.6	708627635.8	-2487851.0	1.7493136
-164960937.0	345312014.0	-2473673.0	-352649155.6	738198948.0	-2473673.0	2.1377737
-353684487.0	350245604.0	-2485360.0	-691307916.3	684586312.4	-2485360.0	1.9545893
-194861487.0	344797634.0	-2475045.0	-414606245.1	733624968.9	-2475045.0	2.1276972
-342106149.0	378616436.0	-2494058.0	-631960612.0	699404776.2	-2494058.0	1.8472647

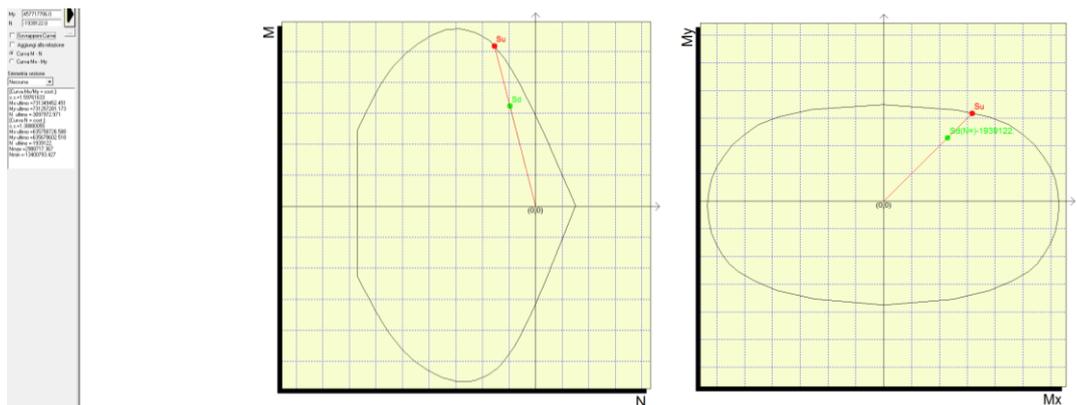


Figura 38 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA IP2 – 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.

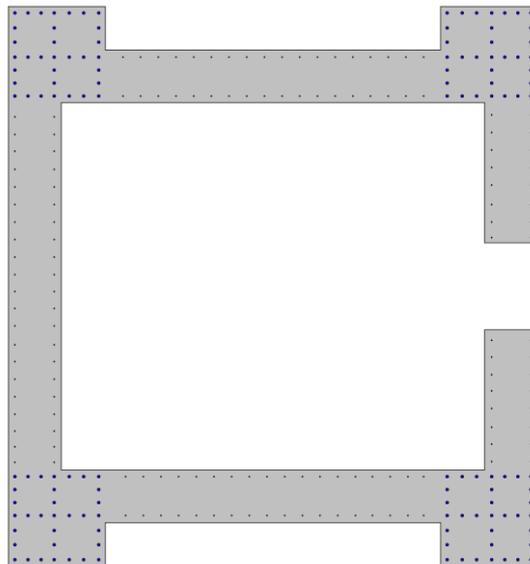


Figura 39 – Sezione di verifica allo spiccato

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.
870984100.0	971872500.0	-3789935.0	1718984625.0	1918099176.5	-7479861.0	1.9736119
521428033.0	1462321400.0	-3789935.0	861264392.9	2415377143.3	-6259993.4	1.6517416
322164900.0	960995100.0	-3789935.0	908548204.8	2710135005.2	-10688124.7	2.8201341
-899661100.0	164575300.0	-3789935.0	-2959355227.7	541355822.1	-12466654.3	3.2894111
-550105033.0	655024200.0	-3789935.0	-1709519459.8	2035568754.0	-11777692.0	3.1076237
-350841900.0	153697900.0	-3789935.0	-1777578123.5	778726898.5	-19202112.2	5.0666073
870984100.0	971872500.0	-2434203.0	1507462545.5	1682075933.1	-4213015.9	1.7307578
521428033.0	1462321400.0	-2434203.0	644183971.4	1806584892.4	-3007269.4	1.2354226
322164900.0	960995100.0	-2434203.0	811208429.4	2419777343.1	-6129302.1	2.5179913
-899661100.0	164575300.0	-2434203.0	-2723978262.0	498298236.6	-7370237.6	3.027826
-550105033.3	655024200.0	-2434203.0	-1652634341.5	1967834180.5	-7312871.6	3.004216
-350841900.0	153697900.0	-2434203.0	-2300292512.5	1007719227.8	-15959835.3	6.5564931

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.
870984100.0	971872500.0	-3789935.0	1470521914.6	1640856370.9	-3789935.0	1.6883453
521428033.0	1462321400.0	-3789935.0	706007613.6	1979966508.4	-3789935.0	1.3539886
322164900.0	960995100.0	-3789935.0	666038769.9	1986746521.0	-3789935.0	2.0673847
-899661100.0	164575300.0	-3789935.0	-2042799603.2	373690001.2	-3789935.0	2.2706324
-550105033.0	655024200.0	-3789935.0	-1419015496.3	1689658218.9	-3789935.0	2.5795356
-350841900.0	153697900.0	-3789935.0	-1940063657.6	849909061.7	-3789935.0	5.5297376
870984100.0	971872500.0	-2434203.0	1311882847.8	1463841720.0	-2434203.0	1.5062076
521428033.0	1462321400.0	-2434203.0	597261347.1	1674992509.0	-2434203.0	1.1454339
322164900.0	960995100.0	-2434203.0	562417510.1	1677651635.5	-2434203.0	1.7457442
-899661100.0	164575300.0	-2434203.0	-1723499358.0	315280302.7	-2434203.0	1.9157207
-550105033.3	655024200.0	-2434203.0	-1263029946.1	1503922214.7	-2434203.0	2.2959796
-350841900.0	153697900.0	-2434203.0	-1668328443.5	730866462.3	-2434203.0	4.7552144

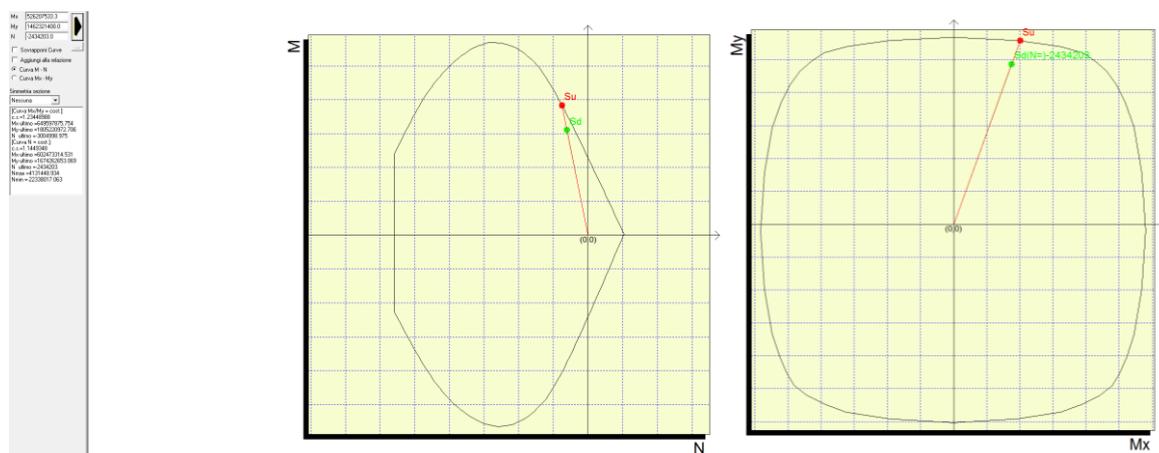


Figura 40 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
33094584.0	716060184.0	-4112514.0	124442843.5	2692542242.4	-15463948.3	3.7602178
13374504.0	769529004.0	-4145400.0	48302430.5	2779177546.1	-14971239.0	3.6115306
39849770.0	712988012.0	-4099384.0	150271878.6	2688649093.8	-15458612.1	3.7709597
6982970.0	802102712.0	-4154194.0	24633438.8	2829533575.5	-14654521.5	3.5276449
26897270.0	709969232.0	-4119755.0	101596348.2	2681695254.3	-15561135.5	3.7771993
7053440.0	763127852.0	-4154879.0	25588725.3	2768502885.4	-15073220.7	3.6278363
29923466.0	713525828.0	-4118176.0	112704553.1	2687443010.9	-15510809.7	3.7664271
-141490107.0	250881495.0	-4770358.0	-653607962.7	1158937160.3	-22036480.4	4.6194605
-121774077.0	197846025.0	-4737482.0	-574185064.9	932876976.1	-22338017.1	4.7151666
-132766632.0	282824869.0	-4663015.0	-612329507.0	1304409172.6	-21506169.4	4.6120738
-99906582.0	194432419.0	-4608221.0	-484289910.0	942497048.9	-22338017.1	4.8474275
-119381832.0	286177549.0	-4640233.0	-552738515.4	1325003569.9	-21484303.4	4.6300053
-99974352.0	233118379.0	-4607529.0	-483534928.7	1127497968.4	-22284727.7	4.8365898
-122939880.0	281549629.0	-4644792.0	-570196857.8	1305831059.5	-21542609.3	4.6380138
38113059.0	574783174.0	-3023289.0	185152402.5	2792284019.8	-14687071.5	4.857978
18392979.0	628251994.0	-3056175.0	84725869.0	2893995375.4	-14078039.4	4.6064245
44868245.0	571711002.0	-3010160.0	218735768.0	2787130298.9	-14674736.2	4.8750685
12001445.0	660825702.0	-3064970.0	53590488.8	2950809041.0	-13686122.0	4.4653364
31915745.0	568692222.0	-3030531.0	156035548.6	2780326852.7	-14816215.9	4.8889834
12071915.0	621850842.0	-3065655.0	55957520.1	2882494697.9	-14210376.0	4.6353474
34941941.0	572248818.0	-3028952.0	170155779.8	2786663851.4	-14750001.7	4.8696717
-136471632.0	109604485.0	-3681134.0	-828143078.8	665106691.6	-22338017.1	6.0682434
-116755602.0	56569015.0	-3648258.0	-714886016.7	346367943.9	-22338017.1	6.1229269
-127748157.0	141547859.0	-3573791.0	-798491157.1	884746335.1	-22338017.1	6.2505102
-94888107.0	53155409.0	-3518997.0	-602334174.5	337421837.3	-22338017.1	6.3478363
-114363357.0	144900539.0	-3551009.0	-719415416.9	911512956.6	-22338017.1	6.2906112
-94955877.0	91841369.0	-3518305.0	-602882922.5	583108646.9	-22338017.1	6.3490849
-117921405.0	140272619.0	-3555568.0	-740846569.9	881269084.6	-22338017.1	6.2825453

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.
33094584.0	716060184.0	-4112514.0	97387632.7	2107154639.3	-4112514.0	2.9427061
13374504.0	769529004.0	-4145400.0	36823757.9	2118729016.6	-4145400.0	2.7532803
39849770.0	712988012.0	-4099384.0	117527708.2	2102793742.8	-4099384.0	2.9492694
6982970.0	802102712.0	-4154194.0	18473462.4	2121964476.8	-4154194.0	2.6455022
26897270.0	709969232.0	-4119755.0	79935995.7	2109957532.9	-4119755.0	2.9719
7053440.0	763127852.0	-4154879.0	19613739.4	2122055449.0	-4154879.0	2.7807338
29923466.0	713525828.0	-4118176.0	88448312.2	2109052313.4	-4118176.0	2.9558178
-141490107.0	250881495.0	-4770358.0	-1149774690.3	2038709273.2	-4770358.0	8.1261843
-121774077.0	197846025.0	-4737482.0	-1224428438.4	1989325687.3	-4737482.0	10.0549187
-132766632.0	282824869.0	-4663015.0	-981465245.0	2090757106.4	-4663015.0	7.392409
-99906582.0	194432419.0	-4608221.0	-1053945919.9	2051128670.5	-4608221.0	10.5493142
-119381832.0	286177549.0	-4640233.0	-884925586.9	2121309677.1	-4640233.0	7.412565
-99974352.0	233118379.0	-4607529.0	-904939377.6	2110121211.9	-4607529.0	9.0517154
-122939880.0	281549629.0	-4644792.0	-922215095.1	2112002369.6	-4644792.0	7.5013502
38113059.0	574783174.0	-3023289.0	122289033.7	1844241337.6	-3023289.0	3.2085862
18392979.0	628251994.0	-3056175.0	54334009.6	1855895657.4	-3056175.0	2.9540625
44868245.0	571711002.0	-3010160.0	144391543.4	1839836479.8	-3010160.0	3.2181233
12001445.0	660825702.0	-3064970.0	33764479.3	1859145771.3	-3064970.0	2.8133678
31915745.0	568692222.0	-3030531.0	103656490.2	1847008106.6	-3030531.0	3.2478167
12071915.0	621850842.0	-3065655.0	36092119.6	1859184312.3	-3065655.0	2.9897593
34941941.0	572248818.0	-3028952.0	112726210.9	1846132158.4	-3028952.0	3.2261004
-136471632.0	109604485.0	-3681134.0	-1693951154.1	1360463278.3	-3681134.0	12.4124782
-116755602.0	56569015.0	-3648258.0	-1888253924.8	914873999.8	-3648258.0	16.1727051
-127748157.0	141547859.0	-3573791.0	-1457388984.4	1614820090.7	-3573791.0	11.4082975
-94888107.0	53155409.0	-3518997.0	-1823737684.9	1021640389.1	-3518997.0	19.2198764
-114363357.0	144900539.0	-3551009.0	-1346677553.5	1706265962.0	-3551009.0	11.7754287
-94955877.0	91841369.0	-3518305.0	-1554504051.8	1503517051.8	-3518305.0	16.370804
-117921405.0	140272619.0	-3555568.0	-1400388668.2	1665822978.5	-3555568.0	11.8756104

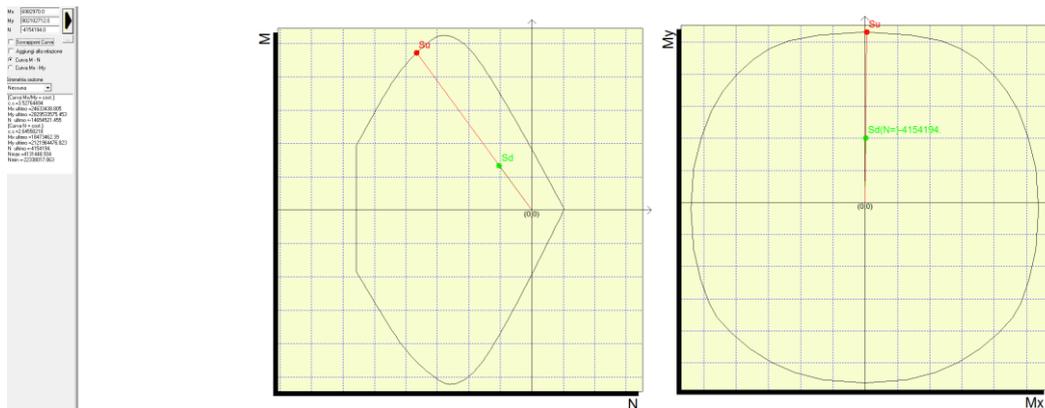


Figura 41 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA IP3 – sezione di spiccato

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.

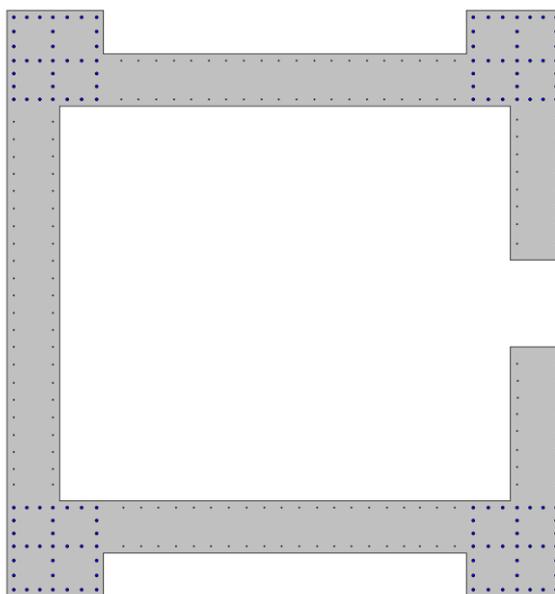


Figura 42 – Sezione di verifica allo spiccato

Verifiche in condizioni sismiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

$M_x(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_y(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N(\text{daN})$	$M_{xu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$M_{yu}(\text{daN}\cdot\text{cm})$	$N_u(\text{daN})$	c.s.
1265367700.0	435020200.0	-4842020.0	3067185056.8	1054466189.4	-11736803.0	2.4239476
815494100.0	1013586600.0	-4842020.0	1878195565.0	2334429957.1	-11151840.9	2.3031381
482152700.0	297723800.0	-4842020.0	1967972800.9	1215200787.2	-19763373.0	4.081638
-1309691900.0	694353800.0	-4842020.0	-2719389992.8	1441727459.1	-10053769.7	2.0763586
-859818300.0	1272920200.0	-4842020.0	-1673628513.2	2477727610.3	-9424948.0	1.9464909
-526476900.0	557057400.0	-4842020.0	-1841136310.2	1948079025.0	-16932972.4	3.4970885
1265367700.0	435020200.0	-2264310.0	2165766105.1	744567768.1	-3875526.3	1.7115706
815494100.0	1013586600.0	-2264310.0	1572625135.5	1954633104.2	-4366568.5	1.9284323
482152700.0	297723800.0	-2264310.0	2605893870.0	1609109780.7	-12237931.2	5.4047066
-1309691900.0	694353800.0	-2264310.0	-1988707517.9	1054344630.3	-3438251.6	1.5184545
-859818300.0	1272920200.0	-2264310.0	-1296544468.5	1919472572.4	-3414417.4	1.5079284
-526476900.0	557057400.0	-2264310.0	-2004817153.2	2121267297.4	-8622462.9	3.8079869

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.
1265367700.0	435020200.0	-4842020.0	2369862995.1	814734147.3	-4842020.0	1.8728651
815494100.0	1013586600.0	-4842020.0	1613600120.8	2005561364.8	-4842020.0	1.9786779
482152700.0	297723800.0	-4842020.0	2162374063.0	1335241352.1	-4842020.0	4.4848324
-1309691900.0	694353800.0	-4842020.0	-2235279075.8	1185068427.4	-4842020.0	1.7067213
-859818300.0	1272920200.0	-4842020.0	-1441738917.1	2134426065.0	-4842020.0	1.6767949
-526476900.0	557057400.0	-4842020.0	-1764835073.3	1867345817.7	-4842020.0	3.3521605
1265367700.0	435020200.0	-2264310.0	1791239270.6	615809353.9	-2264310.0	1.415588
815494100.0	1013586600.0	-2264310.0	1315170352.4	1634639718.3	-2264310.0	1.6127282
482152700.0	297723800.0	-2264310.0	1709868846.1	1055824535.1	-2264310.0	3.5463222
-1309691900.0	694353800.0	-2264310.0	-1741122642.7	923083607.1	-2264310.0	1.3294139
-859818300.0	1272920200.0	-2264310.0	-1143364758.2	1692697278.9	-2264310.0	1.3297749
-526476900.0	557057400.0	-2264310.0	-1453490002.3	1537916215.5	-2264310.0	2.7607859

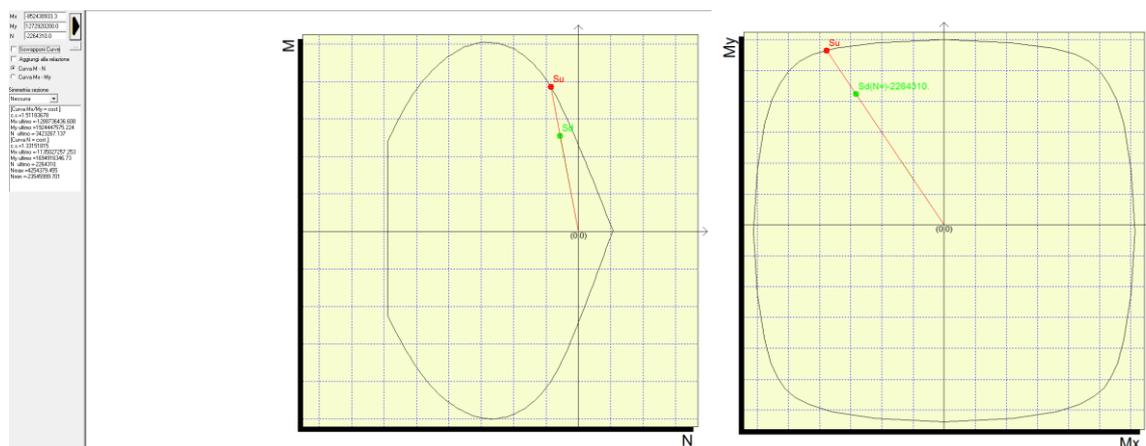


Figura 43 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
133883478.0	360711240.0	-4577369.0	637498864.8	1717560743.6	-21795576.2	4.7615947
105137388.0	397048200.0	-4656419.0	484615128.8	1830134533.8	-21463069.8	4.609351
139298242.0	287687633.0	-4554069.0	696814712.3	1439106282.6	-22780921.2	5.0023224
91388092.0	348249233.0	-4685819.0	432489638.7	1648072321.8	-22175407.3	4.7324507
119723362.0	278360093.0	-4601086.0	599221199.1	1393205686.2	-23028657.3	5.0050482
97608622.0	318269153.0	-4671486.0	471505034.1	1537420616.8	-22565928.3	4.8305675
145490194.0	282452333.0	-4602757.0	723339592.5	1404279902.6	-22883716.6	4.9717412
-207170331.0	585133143.0	-5493636.0	-755055580.7	2132583574.7	-20022174.5	3.6446125
-178425681.0	621467853.0	-5414591.0	-646727685.6	2252593147.0	-19625907.5	3.6246334
-201272871.0	543101452.0	-5398426.0	-759122747.7	2048366799.1	-20360756.8	3.7716099
-153365121.0	603659302.0	-5266684.0	-573218508.2	2256241069.1	-19684793.6	3.7376067
-182552091.0	533935162.0	-5345558.0	-698441217.6	2042826913.9	-20452014.6	3.8259831
-159584691.0	573680722.0	-5281014.0	-604537350.1	2173212363.2	-20005491.7	3.7881914
-204735015.0	537004744.0	-5348827.0	-779048212.7	2043385622.3	-20353109.2	3.8051538
141640213.0	406094620.0	-3333761.0	809493395.2	2320886884.8	-19052904.9	5.7151382
112894123.0	442431580.0	-3412811.0	621939227.7	2437377144.7	-18801342.2	5.5090488
147054977.0	333071013.0	-3310461.0	897960398.3	2033828338.1	-20214636.3	6.1062904
99144827.0	393632613.0	-3442211.0	567517195.3	2253201536.2	-19703639.5	5.7241231
127480097.0	323743473.0	-3357479.0	781784055.6	1985388239.0	-20590065.5	6.132597
105365357.0	363652533.0	-3427878.0	619136413.5	2136855333.2	-20142522.7	5.8760909
153246929.0	327835713.0	-3359150.0	929324276.4	1988070421.7	-20370650.6	6.0642277
-199413596.0	539749763.0	-4250029.0	-875366216.9	2369340494.3	-18656359.9	4.3897018
-170668946.0	576084473.0	-4170984.0	-745422688.6	2516136923.5	-18217409.7	4.3676527
-193516136.0	497718072.0	-4154818.0	-888131019.0	2284248061.0	-19068294.9	4.5894417
-145608386.0	558275922.0	-4023076.0	-661380239.6	2535792567.9	-18273555.8	4.5421851
-174795356.0	488551782.0	-4101951.0	-818235209.5	2286961615.2	-19201658.5	4.6811038
-151827956.0	528297342.0	-4037406.0	-701910731.5	2442353724.3	-18665196.3	4.6230665
-196978280.0	491621364.0	-4105219.0	-913393725.1	2279661844.0	-19036013.9	4.6370276

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.
133883478.0	360711240.0	-4577369.0	859435486.3	2315506323.9	-4577369.0	6.4192797
105137388.0	397048200.0	-4656419.0	630741420.9	2381976103.8	-4656419.0	5.9992114
139298242.0	287687633.0	-4554069.0	1091262024.9	2253744084.7	-4554069.0	7.8339971
91388092.0	348249233.0	-4685819.0	627155538.6	2389878489.9	-4685819.0	6.8625521
119723362.0	278360093.0	-4601086.0	986775312.6	2294279605.9	-4601086.0	8.2421283
97608622.0	318269153.0	-4671486.0	725419746.6	2365351785.6	-4671486.0	7.4319228
145490194.0	282452333.0	-4602757.0	1152955249.4	2238328859.8	-4602757.0	7.9246251
-207170331.0	585133143.0	-5493636.0	-887919499.7	2507845235.8	-5493636.0	4.2859395
-178425681.0	621467853.0	-5414591.0	-727323333.1	2533312848.9	-5414591.0	4.0763377
-201272871.0	543101452.0	-5398426.0	-918919736.4	2479552463.4	-5398426.0	4.565542
-153365121.0	603659302.0	-5266684.0	-640864713.1	2522502788.7	-5266684.0	4.1786862
-182552091.0	533935162.0	-5345558.0	-850045855.1	2486245809.8	-5345558.0	4.6564564
-159584691.0	573680722.0	-5281014.0	-698514139.0	2511043466.0	-5281014.0	4.3770749
-204735015.0	537004744.0	-5348827.0	-939337810.3	2463813336.2	-5348827.0	4.5880662
141640213.0	406094620.0	-3333761.0	711317858.1	2039409212.6	-3333761.0	5.022005
112894123.0	442431580.0	-3412811.0	529450189.2	2074913002.8	-3412811.0	4.6897941
147054977.0	333071013.0	-3310461.0	886069974.3	2006897215.8	-3310461.0	6.0254334
99144827.0	393632613.0	-3442211.0	524571078.7	2082693476.5	-3442211.0	5.2909576
127480097.0	323743473.0	-3357479.0	800094039.5	2031887558.7	-3357479.0	6.2762271
105365357.0	363652533.0	-3427878.0	601189965.4	2074915892.4	-3427878.0	5.705765
153246929.0	327835713.0	-3359150.0	939998065.9	2010904480.4	-3359150.0	6.1338786
-199413596.0	539749763.0	-4250029.0	-829925095.6	2246345698.8	-4250029.0	4.161828
-170668946.0	576084473.0	-4170984.0	-668395831.6	2256136628.6	-4170984.0	3.9163295
-193516136.0	497718072.0	-4154818.0	-862578774.4	2218528405.0	-4154818.0	4.4573997
-145608386.0	558275922.0	-4023076.0	-580888496.5	2227179834.1	-4023076.0	3.989389
-174795356.0	488551782.0	-4101951.0	-793468260.3	2217738167.7	-4101951.0	4.5394127
-151827956.0	528297342.0	-4037406.0	-640127375.8	2227373667.4	-4037406.0	4.2161364
-196978280.0	491621364.0	-4105219.0	-882797194.5	2203298561.0	-4105219.0	4.4816982

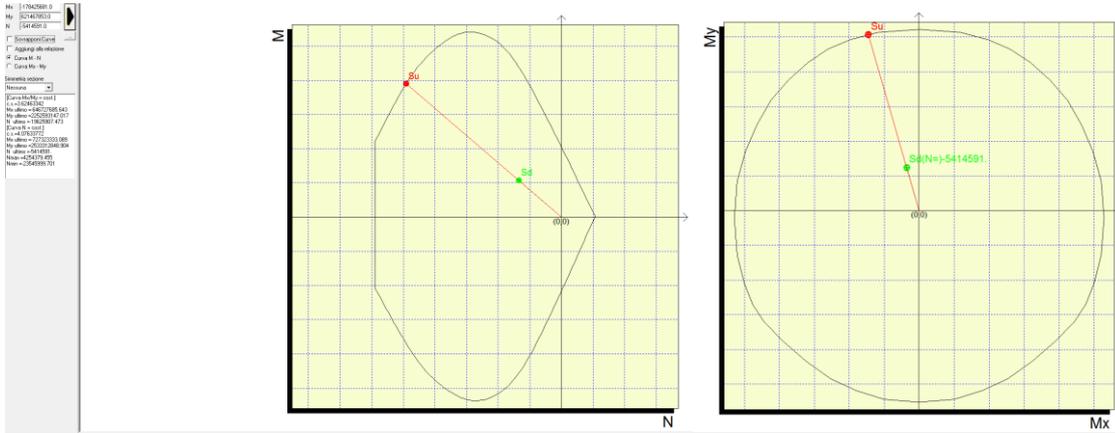


Figura 44 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA IP4– 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.

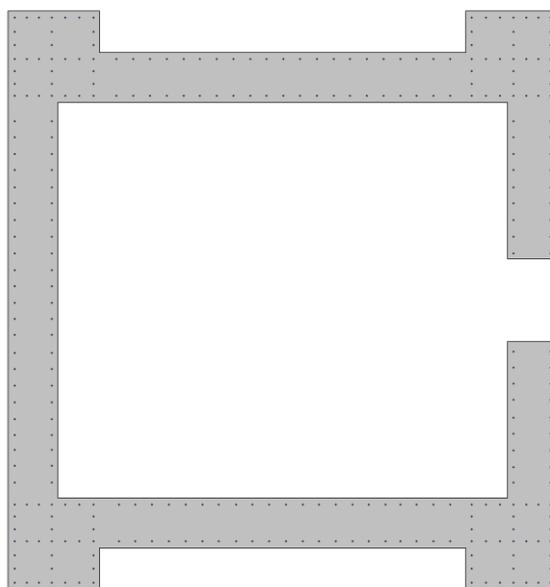


Figura 45 – Sezione di verifica allo spiccatto

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.
1154184300.0	1025581800.0	-4934430.0	2415231251.0	2146119310.2	-10325724.9	2.0925872
742204300.0	1514112900.0	-4934430.0	1450901569.9	2959870730.4	-9646093.7	1.9548547
425315833.3	790753900.0	-4934430.0	1444942877.1	2686460568.6	-16763940.9	3.3973409
-1256258500.0	529751000.0	-4934430.0	-3166577008.0	1335312228.0	-12437927.9	2.5206413
-844278500.0	1018282100.0	-4934430.0	-2074075809.6	2501537432.2	-12122044.9	2.4566252
-527390033.3	294923100.0	-4934430.0	-2187567268.5	1223314965.3	-20467579.7	4.1479117
1154184300.0	1025581800.0	-2664922.0	2030168507.9	1803961354.1	-4687501.6	1.7589639
742204300.0	1514112900.0	-2664922.0	1126911717.5	2298924391.3	-4046233.4	1.5183309
425315833.3	790753900.0	-2664922.0	1552781120.9	2886955130.9	-9729335.8	3.6508895
-1256258500.0	529751000.0	-2664922.0	-2588078948.8	1091365679.3	-5490134.8	2.0601484

-844278500.0	1018282100.0	-2664922.0	-1850081970.0	2231379045.7	-5839689.3	2.1913172
-527390033.3	294923100.0	-2664922.0	-2859073448.4	1598829616.2	-14447007.4	5.4211746

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.
1154184300.0	1025581800.0	-4934430.0	2058405554.2	1829052148.3	-4934430.0	1.7834288
742204300.0	1514112900.0	-4934430.0	1210017094.3	2468461165.9	-4934430.0	1.6303019
425315833.3	790753900.0	-4934430.0	1306712739.8	2429460918.9	-4934430.0	3.072335
-1256258500.0	529751000.0	-4934430.0	-2486467713.5	1048517289.8	-4934430.0	1.9792644
-844278500.0	1018282100.0	-4934430.0	-1767346989.0	2131592600.5	-4934430.0	2.0933223
-527390033.3	294923100.0	-4934430.0	-2378262530.2	1329954139.7	-4934430.0	4.5094946
1154184300.0	1025581800.0	-2664922.0	1743460672.2	1549199321.5	-2664922.0	1.5105566
742204300.0	1514112900.0	-2664922.0	962342916.2	1963200460.6	-2664922.0	1.2966011
425315833.3	790753900.0	-2664922.0	1049518421.0	1951281188.1	-2664922.0	2.4676213
-1256258500.0	529751000.0	-2664922.0	-1985083776.8	837088955.7	-2664922.0	1.5801555
-844278500.0	1018282100.0	-2664922.0	-1496831760.6	1805324888.1	-2664922.0	1.7729123
-527390033.3	294923100.0	-2664922.0	-1942605275.8	1086329156.5	-2664922.0	3.6834319

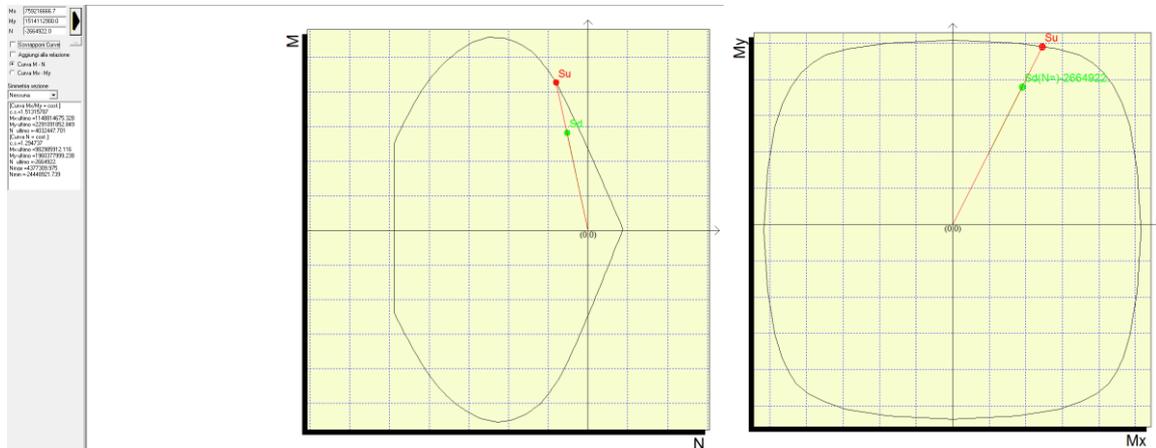


Figura 46 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
20383047.0	911345322.0	-4929862.0	71819695.0	3211126535.8	-17370375.8	3.5235014
-15207633.0	970775562.0	-5026662.0	-51399635.2	3281083242.3	-16989402.2	3.3798577
33518495.0	831866435.0	-4881062.0	123983077.6	3077028392.8	-18054781.1	3.6989452
-25799306.0	930916835.0	-5042396.0	-88890255.8	3207428743.7	-17373330.5	3.4454514
10590575.0	831054815.0	-4940221.0	39018280.7	3061810152.7	-18200988.1	3.6842457
-23657756.0	891258605.0	-5031169.0	-83416873.1	3142563732.1	-17739822.2	3.5259842
15739043.0	831854543.0	-4930428.0	57998788.2	3065405909.6	-18168757.1	3.6850263
-231479832.0	268892334.0	-5947059.0	-951635471.7	1105441804.1	-24448921.7	4.1110945
-195888972.0	328316184.0	-5850257.0	-812884368.1	1362420206.9	-24276928.0	4.1497199
-228633136.0	182859737.0	-5841091.0	-956984516.9	765391841.9	-24448921.7	4.1856773
-169315036.0	281899487.0	-5679756.0	-728828855.4	1213456792.2	-24448921.7	4.3045725
-204845716.0	182110667.0	-5776364.0	-867025845.2	770797935.4	-24448921.7	4.2325798
-171456706.0	242245517.0	-5690984.0	-736591701.3	1040706086.5	-24448921.7	4.2960799
-211578244.0	183017333.0	-5795272.0	-892600024.5	772108099.8	-24448921.7	4.2187704
38246032.0	824574932.0	-3599975.0	162904482.2	3512180096.3	-15333670.8	4.2593826

2655352.0	884005172.0	-3696775.0	10783282.0	3589910901.9	-15012460.7	4.0609614
51381480.0	745096045.0	-3551175.0	233350535.6	3383876080.9	-16127768.0	4.5415301
-7936321.0	844146445.0	-3712509.0	-33082482.7	3518816860.6	-15475560.4	4.168491
28453560.0	744284425.0	-3610335.0	128846622.3	3370352749.4	-16348726.5	4.5283129
-5794771.0	804488215.0	-3701282.0	-24905171.1	3457585577.7	-15907628.0	4.2978698
33602028.0	745084153.0	-3600542.0	152130710.9	3373313714.8	-16301189.1	4.5274265
-213616847.0	355662724.0	-4617172.0	-1047673030.0	1744329854.8	-22644686.7	4.9044495
-178025987.0	415086574.0	-4520371.0	-862196457.5	2010302988.3	-21892578.3	4.8430933
-210770151.0	269630127.0	-4511205.0	-1105872096.0	1414699530.6	-23669460.3	5.2468155
-151452051.0	368669877.0	-4349869.0	-779949206.9	1898579624.8	-22400996.6	5.1498095
-186982731.0	268881057.0	-4446477.0	-999381736.4	1437110348.1	-23765445.5	5.3447809
-153593721.0	329015907.0	-4361097.0	-809013254.0	1733002025.2	-22970895.2	5.2672287
-193715259.0	269787723.0	-4465386.0	-1029522006.3	1433817858.7	-23731807.1	5.3146149

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.
20383047.0	911345322.0	-4929862.0	59050953.7	2640224026.9	-4929862.0	2.8970621
-15207633.0	970775562.0	-5026662.0	-41776949.0	2666821403.6	-5026662.0	2.747104
33518495.0	831866435.0	-4881062.0	105750718.7	2624535301.5	-4881062.0	3.154996
-25799306.0	930916835.0	-5042396.0	-73966891.1	2668948698.2	-5042396.0	2.8670109
10590575.0	831054815.0	-4940221.0	33700343.3	2644505382.9	-4940221.0	3.182107
-23657756.0	891258605.0	-5031169.0	-70772164.1	2666199629.6	-5031169.0	2.9914995
15739043.0	831854543.0	-4930428.0	49967516.9	2640929688.7	-4930428.0	3.1747494
-231479832.0	268892334.0	-5947059.0	-1898915977.2	2205824778.6	-5947059.0	8.2033755
-195888972.0	328316184.0	-5850257.0	-149198993.1	2500622960.5	-5850257.0	7.6165084
-228633136.0	182859737.0	-5841091.0	-2260720387.8	1808113831.5	-5841091.0	9.8879822
-169315036.0	281899487.0	-5679756.0	-1486158405.1	2474365549.0	-5679756.0	8.7774745
-204845716.0	182110667.0	-5776364.0	-2155219951.7	1916020264.4	-5776364.0	10.5211864
-171456706.0	242245517.0	-5690984.0	-1667756506.2	2356318084.6	-5690984.0	9.7269832
-211578244.0	183017333.0	-5795272.0	-2182912171.1	1888241230.2	-5795272.0	10.3172809
38246032.0	824574932.0	-3599975.0	105852658.2	2282156969.1	-3599975.0	2.7676769
2655352.0	884005172.0	-3696775.0	6950072.1	2313779739.2	-3696775.0	2.6173826
51381480.0	745096045.0	-3551175.0	156277406.4	2266218828.4	-3551175.0	3.0415124
-7936321.0	844146445.0	-3712509.0	-21786285.3	2317297304.8	-3712509.0	2.7451366
28453560.0	744284425.0	-3610335.0	87390597.9	2285951596.9	-3610335.0	3.0713414
-5794771.0	804488215.0	-3701282.0	-16671842.1	2314552292.5	-3701282.0	2.8770493
33602028.0	745084153.0	-3600542.0	102935265.4	2282464471.0	-3600542.0	3.0633647
-213616847.0	355662724.0	-4617172.0	-1395119921.2	2322813759.6	-4617172.0	6.5309452
-178025987.0	415086574.0	-4520371.0	-1041819546.8	2429113376.6	-4520371.0	5.8520644
-210770151.0	269630127.0	-4511205.0	-1670673378.6	2137228033.0	-4511205.0	7.9265179
-151452051.0	368669877.0	-4349869.0	-985644737.8	2399290876.9	-4349869.0	6.5079656
-186982731.0	268881057.0	-4446477.0	-1534261357.6	2206266928.2	-4446477.0	8.2053639
-153593721.0	329015907.0	-4361097.0	-1111230010.5	2380386043.2	-4361097.0	7.2348661
-193715259.0	269787723.0	-4465386.0	-1571182867.5	2188190287.3	-4465386.0	8.1107853

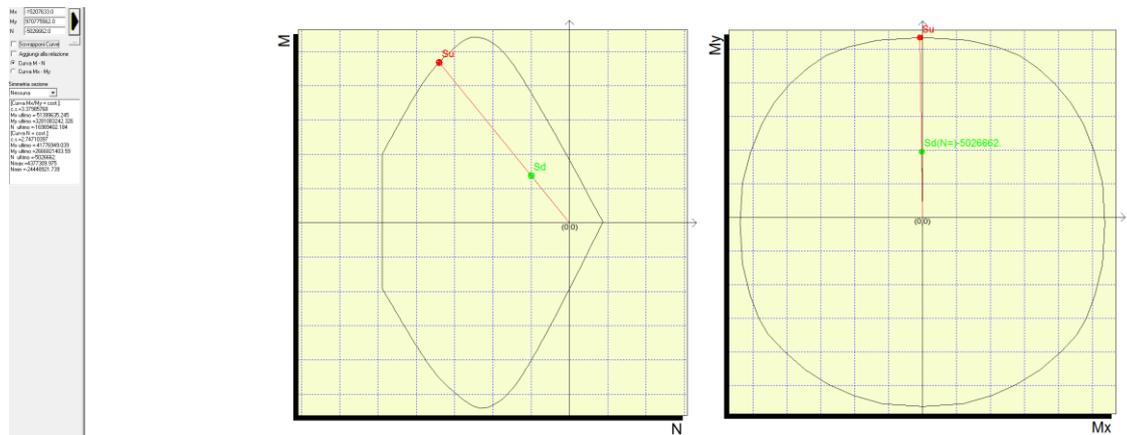


Figura 47 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

PILA IP5– sezione di spiccato

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 condizioni sismiche si considerano rispettivamente 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.

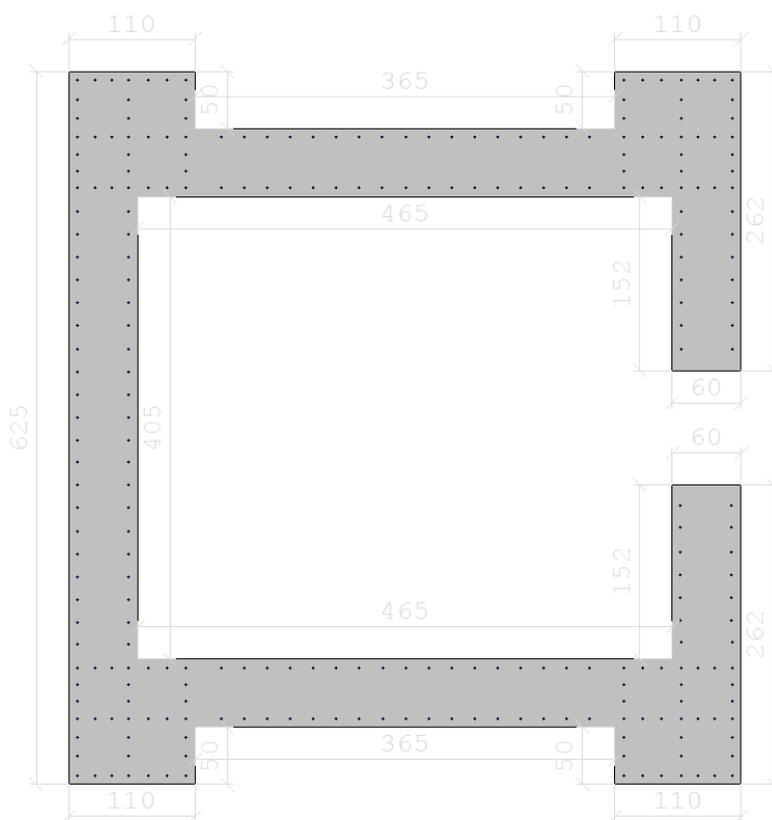


Figura 48 – Sezione di verifica allo spiccato

Verifiche in condizioni sismiche

Unità di misura daN, cm

Sollecitazioni riferite al baricentro

Coefficiente di sicurezza a rapporto M_x/M_y costante

Mx(daN*cm)	My(daN*cm)	N(daN)	Mxu(daN*cm)	Myu(daN*cm)	Nu(daN)	c.s.
636096700.0	351860700.0	-3051037.0	2378996037.2	1315955908.8	-11410851.4	3.74
557968100.0	577086500.0	-3051037.0	1825171345.9	1887709609.1	-9980257.5	3.27
291552833.3	46575500.0	-3051037.0	1828361381.7	292080322.3	-19133404.3	6.27
-630459300.0	1165327700.0	-3051037.0	-1176031125.3	2173751178.5	-5691270.6	1.87
-552330700.0	1390553500.0	-3051037.0	-871926632.1	2195171534.1	-4816463.1	1.58
-285915433.3	860042500.0	-3051037.0	-883012519.1	2656129071.6	-9422729.8	3.09
636096700.0	351860700.0	-2098385.0	2283409414.7	1263081596.0	-7532615.8	3.59
557968100.0	577086500.0	-2098385.0	1734051173.7	1793467265.7	-6521353.1	3.11
291552833.3	46575500.0	-2098385.0	2328824562.2	372029203.7	-16761183.5	7.99
-630459300.0	1165327700.0	-2098385.0	-1014306964.5	1874823643.7	-3375961.8	1.61
-552330700.0	1390553500.0	-2098385.0	-715231000.6	1800672986.6	-2717267.0	1.29
-285915433.3	860042500.0	-2098385.0	-795972296.2	2394309378.9	-5841784.4	2.78

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.
636096700.0	351860700.0	-3051037.0	1789543012.8	989896437.4	-3051037.0	2.81
557968100.0	577086500.0	-3051037.0	1473496494.6	1523984856.5	-3051037.0	2.64
291552833.3	46575500.0	-3051037.0	1952172636.0	311859142.6	-3051037.0	6.70
-630459300.0	1165327700.0	-3051037.0	-985284414.0	1821178972.3	-3051037.0	1.56
-552330700.0	1390553500.0	-3051037.0	-743448214.5	1871712937.1	-3051037.0	1.35
-285915433.3	860042500.0	-3051037.0	-628670478.0	1891060315.7	-3051037.0	2.20
636096700.0	351860700.0	-2098385.0	1628744696.2	900949885.3	-2098385.0	2.56
557968100.0	577086500.0	-2098385.0	1354757172.8	1401177012.1	-2098385.0	2.43
291552833.3	46575500.0	-2098385.0	1734646325.7	277109363.1	-2098385.0	5.95
-630459300.0	1165327700.0	-2098385.0	-883319824.7	1632709771.5	-2098385.0	1.40
-552330700.0	1390553500.0	-2098385.0	-661712551.2	1665934383.3	-2098385.0	1.20
-285915433.3	860042500.0	-2098385.0	-558674113.5	1680509078.1	-2098385.0	1.95

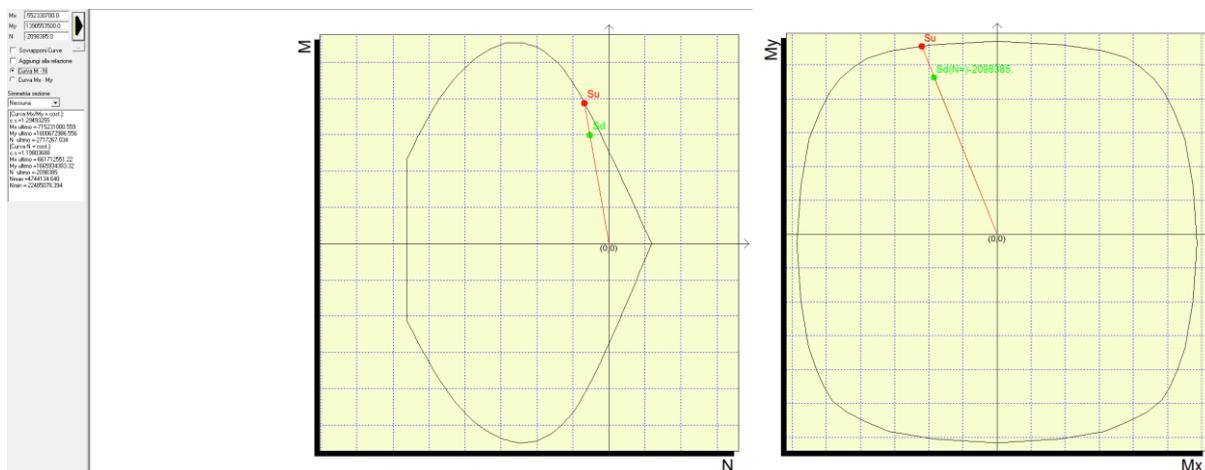


Figura 49 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni sismiche

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.
102224583.0	162486789.0	-3316521.0	684351452.9	1087782086.0	-22202741.2	6.69
49904883.0	232680759.0	-3386979.0	310288848.6	1446717043.6	-21058897.5	6.22
128219103.0	71137899.0	-3284048.0	877885031.7	487063902.8	-22485078.4	6.85

41019603.0	188127849.0	-3401477.0	265214032.7	1216348814.9	-21992397.9	6.47
94009983.0	69813849.0	-3326706.0	635409873.2	471869130.5	-22485078.4	6.76
42403983.0	139884669.0	-3399029.0	280508604.7	925357726.8	-22485078.4	6.62
99742275.0	73002135.0	-3315273.0	676479093.2	495120229.4	-22485078.4	6.78
-176913267.0	1200273096.0	-4324391.0	-434900384.4	2950594037.8	-10630516.0	2.46
-124594287.0	1270462026.0	-4253931.0	-294809049.9	3006106554.9	-10065448.3	2.37
-184795040.0	1122360520.0	-4185325.0	-481568105.2	2924824329.3	-10906781.0	2.61
-97596740.0	1239342070.0	-4067893.0	-238181383.3	3024570376.4	-9927548.6	2.44
-149893220.0	1120868020.0	-4138165.0	-396615856.1	2965804786.8	-10949540.3	2.65
-98980640.0	1191102250.0	-4070342.0	-252274223.3	3035789573.9	-10374173.8	2.55
-157168868.0	1123789444.0	-4158059.0	-413634589.1	2957571628.3	-10943115.2	2.63
101238038.0	304843514.0	-2415373.0	720011387.7	2168066528.1	-17178286.9	7.11
48918338.0	375037484.0	-2485830.0	320809269.6	2459517355.4	-16302215.9	6.56
127232558.0	213494624.0	-2382899.0	1012138431.2	1698355493.4	-18956025.8	7.96
40033058.0	330484574.0	-2500328.0	277356715.8	2289660611.9	-17322752.7	6.93
93023438.0	212170574.0	-2425557.0	748883256.9	1708074802.3	-19526896.3	8.05
41417438.0	282241394.0	-2497880.0	304364676.9	2074109718.9	-18356191.9	7.35
98755730.0	215358860.0	-2414124.0	792114674.1	1727382433.5	-19363565.5	8.02
-177899812.0	1057916371.0	-3423242.0	-485925433.6	2889651571.6	-9350433.5	2.73
-125580832.0	1128105301.0	-3352782.0	-324265829.0	2912912701.4	-8657313.5	2.58
-185781585.0	980003795.0	-3284176.0	-545090647.9	2875370578.7	-9635904.6	2.93
-98583285.0	1096985345.0	-3166744.0	-261654894.7	2911564418.9	-8405015.8	2.65
-150879765.0	978511295.0	-3237017.0	-450243997.7	2919999492.7	-9659661.6	2.98
-99967185.0	1048745525.0	-3169193.0	-281157965.0	2949599487.0	-8913363.5	2.81
-158155413.0	981432719.0	-3256910.0	-469160954.6	2911376238.0	-9661477.8	2.97

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.
102224583.0	162486789.0	-3316521.0	1137273206.2	1807704820.8	-3316521.0	11.13
49904883.0	232680759.0	-3386979.0	426317995.8	1987701180.3	-3386979.0	8.54
128219103.0	71137899.0	-3284048.0	1827836111.3	1014111139.7	-3284048.0	14.26
41019603.0	188127849.0	-3401477.0	434017814.7	1990532134.2	-3401477.0	10.58
94009983.0	69813849.0	-3326706.0	1711043508.0	1270657958.8	-3326706.0	18.20
42403983.0	139884669.0	-3399029.0	598668639.7	1974922131.7	-3399029.0	14.12
99742275.0	73002135.0	-3315273.0	1716963846.9	1256658989.8	-3315273.0	17.21
-176913267.0	1200273096.0	-4324391.0	-325103990.6	2205677279.0	-4324391.0	1.84
-124594287.0	1270462026.0	-4253931.0	-215560303.9	2198023576.8	-4253931.0	1.73
-184795040.0	1122360520.0	-4185325.0	-357715740.8	2172601736.8	-4185325.0	1.94
-97596740.0	1239342070.0	-4067893.0	-170081842.4	2159801471.6	-4067893.0	1.74
-149893220.0	1120868020.0	-4138165.0	-289787654.6	2166967355.9	-4138165.0	1.93
-98980640.0	1191102250.0	-4070342.0	-179470339.0	2159690264.3	-4070342.0	1.81
-157168868.0	1123789444.0	-4158059.0	-303545375.1	2170411307.4	-4158059.0	1.93
101238038.0	304843514.0	-2415373.0	581936659.2	1752301996.6	-2415373.0	5.75
48918338.0	375037484.0	-2485830.0	233492117.2	1790091400.5	-2485830.0	4.77
127232558.0	213494624.0	-2382899.0	995430182.6	1670319263.3	-2382899.0	7.82
40033058.0	330484574.0	-2500328.0	217369960.1	1794452441.2	-2500328.0	5.43
93023438.0	212170574.0	-2425557.0	757354200.5	1727395577.9	-2425557.0	8.14
41417438.0	282241394.0	-2497880.0	262856627.0	1791250845.1	-2497880.0	6.35
98755730.0	215358860.0	-2414124.0	788681837.2	1719896368.1	-2414124.0	7.99
-177899812.0	1057916371.0	-3423242.0	-336604915.8	2001687618.6	-3423242.0	1.89
-125580832.0	1128105301.0	-3352782.0	-221846279.8	1992867544.3	-3352782.0	1.77
-185781585.0	980003795.0	-3284176.0	-372966130.3	1967408250.5	-3284176.0	2.01
-98583285.0	1096985345.0	-3166744.0	-175474804.9	1952595609.2	-3166744.0	1.78
-150879765.0	978511295.0	-3237017.0	-302368180.9	1960969916.8	-3237017.0	2.00
-99967185.0	1048745525.0	-3169193.0	-186113996.5	1952502923.8	-3169193.0	1.86
-158155413.0	981432719.0	-3256910.0	-316603015.4	1964678618.1	-3256910.0	2.00

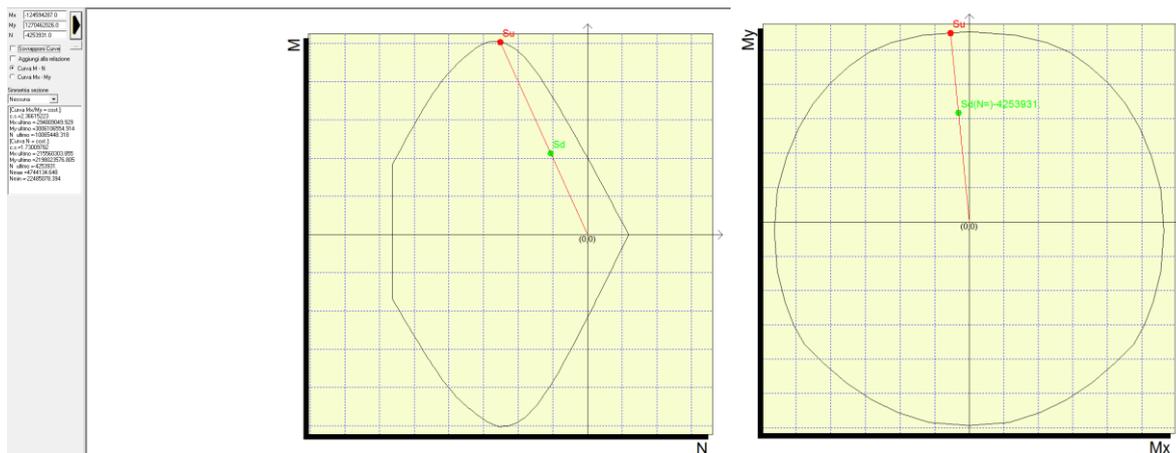


Figura 50 – Dominio di resistenza della sezione – Verifica in condizioni statiche

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).

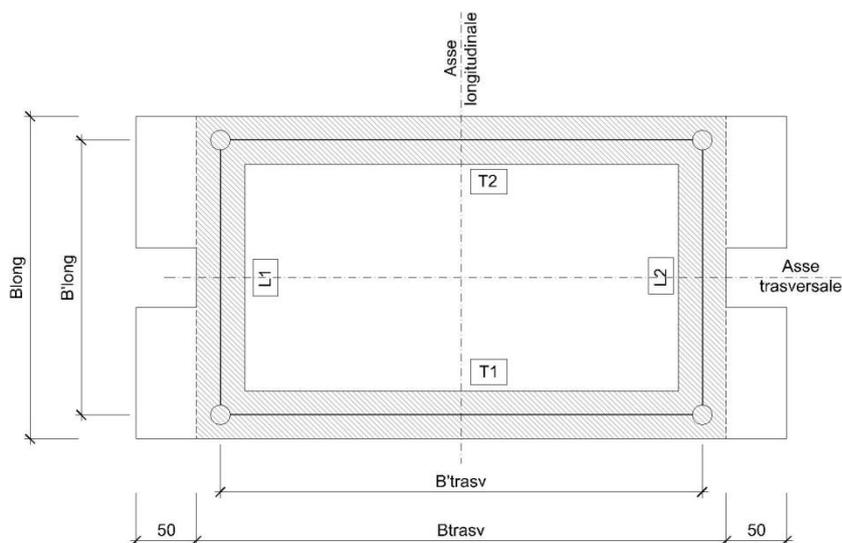


Figura 51 – Sezione di calcolo e convenzione codifica singoli pannelli

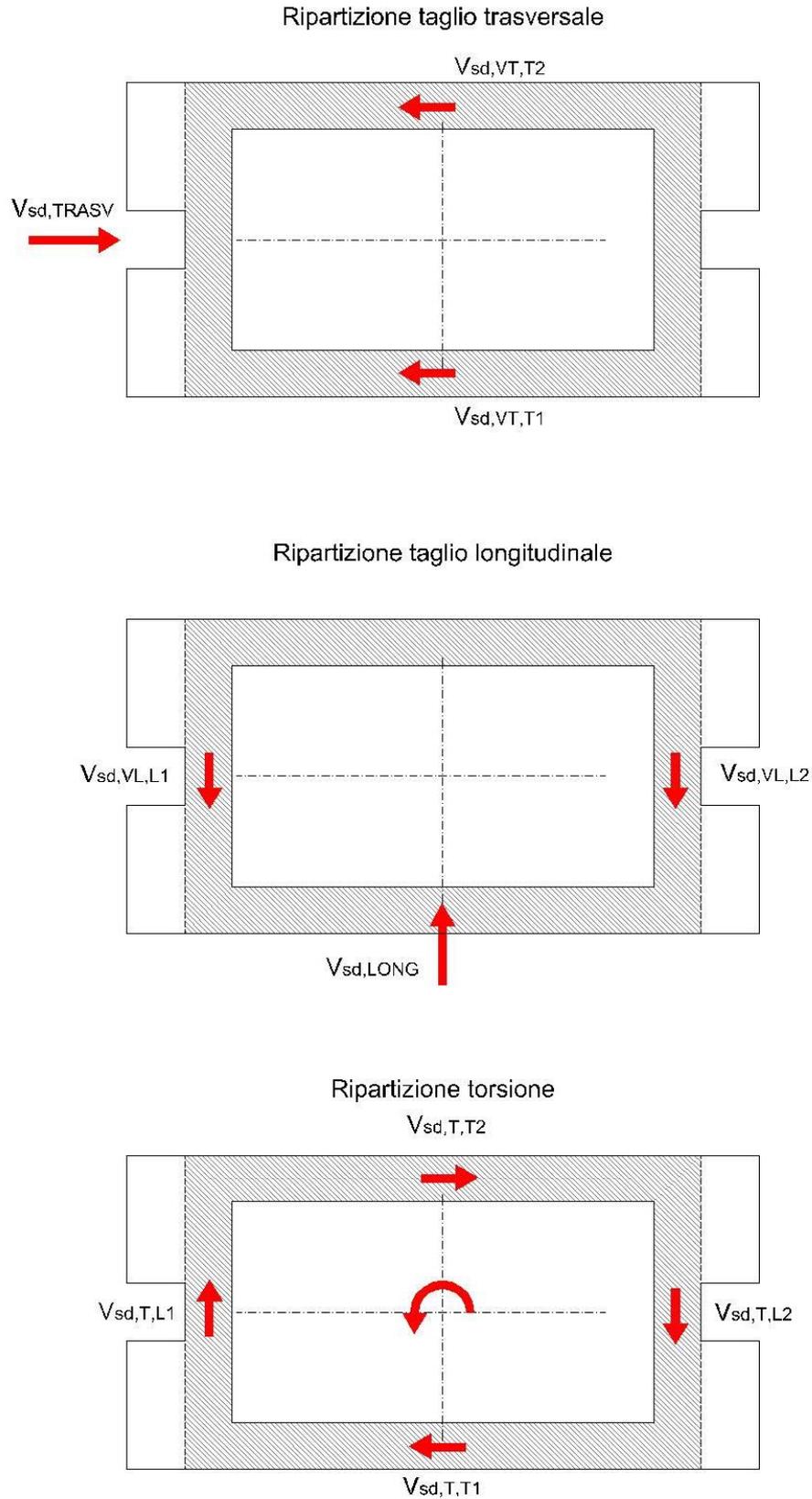


Figura 52 – Ipotesi di ripartizione delle azioni globali agenti sulla sezione

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

Pila	[-]	IP1	IP2	IP3	IP4	IP5	
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	Piede	
B _{LONG}	[m]	3.37	6.10	6.25	6.67	5.79	Dimensione trasversale (filo esterno)
B _{TRASV}	[m]	6.00	6.50	6.65	7.07	6.19	Dimensione longitudinale (filo esterno)
B' _{LONG}	[m]	2.97	5.50	5.65	6.07	5.19	Dimensione trasversale (in asse)
B' _{TRASV}	[m]	4.60	4.90	5.05	5.47	4.59	Dimensione longitudinale (in asse)
Ω	[m ²]	13.66	26.95	28.53	33.20	23.82	Area interna sezione cava (in asse)
V _{sd, LONG}	[kN]	1730	4988	5157	5440	4276	Taglio globale sollecitante in direzione longitudinale
V _{sd, TRASV}	[kN]	2979	4646	6059	5614	4487	Taglio globale sollecitante in direzione trasversale
T _{sd}	[kNm]	311	6911	4354	3532	149	Torsione sollecitante
V _{sd, VL, L1/2}	[kN]	865	2493.815	2578.32	2720.045	2138.03	Pannelli longitudinali - Taglio associato a V _{sd, LONG}
V _{sd, VL, T1/2}	[kN]	0	0	0	0	0	Pannelli trasversali - Taglio associato a V _{sd, LONG}
V _{sd, VT, T1/2}	[kN]	0	0	0	0	0	Pannelli longitudinali - Taglio associato a V _{sd, TRASV}
V _{sd, VT, L1/2}	[kN]	1489.5	2323.045	3029.615	2806.935	2243.605	Pannelli trasversali - Taglio associato a V _{sd, TRASV}
V _{sd, T, L1/2}	[kN]	33.8	705.2	431.1	322.8	16.2	Pannelli longitudinali - Taglio associato a T
V _{sd, T, T1/2}	[kN]	52.4	628.3	385.3	290.9	14.3	Pannelli trasversali - Taglio associato a T
V _{sd, TOT, L1/2}	[kN]	899	3199	3009	3043	2154	Pannelli longitudinali - Taglio massimo totale
V _{sd, TOT, T1/2}	[kN]	1542	2951	3415	3098	2258	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 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**), 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+1φ16/20 IP1

Armatura tipica setti: 1+1φ20/20 IP2-IP5

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

(rif. NTC2008 par.4.1.2.1.3.2)

Pila	[-]	IP1	IP2	IP3	IP4	IP5
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	Piede
Pannello	[-]	L1/2	L1/2	L1/2	L1/2	L1/2
γ_c	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
γ_s	[-]	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
R_{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	35	35
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	450	450	450
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	391	391	391
α_c	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d	[mm]	3300	6111	6278	6744	5767
b_w	[mm]	400	600	600	600	600
s	[mm]	200	200	200	200	200
A_{sw}	[mm ²]	402	628	628	628	628
α	[°]	90	90	90	90	90
θ	[°]	45	45	45	45	45
V_{Rsd}	[kN]	2336	6762	6947	7463	6381
V_{Rcd}	[kN]	4889	13581	13951	14988	12815
V_{Rd}	[kN]	2336	6762	6947	7463	6381
V_{sd}	[kN]	899	3199	3009	3043	2154
F_s	[-]	2.60	2.11	2.31	2.45	2.96

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

Pila	[-]	IP1	IP2	IP3	IP4	IP5
Sezione	[-]	Piede	Piede	Piede	Piede	Piede
Pannello	[-]	T1/2	T1/2	T1/2	T1/2	T1/2
γ_c	[-]	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50
γ_s	[-]	1.15	1.15	1.15	1.15	1.15
R_{ck}	[N/mm ²]	35	35	35	35	35
f_{cd}	[N/mm ²]	16.5	16.5	16.5	16.5	16.5
f'_{cd}	[N/mm ²]	8.2	8.2	8.2	8.2	8.2
f_{yk}	[N/mm ²]	450	450	450	450	450
f_{yd}	[N/mm ²]	391	391	391	391	391
α_c	[-]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
d	[mm]	5111	5444	5611	6078	5100
b_w	[mm]	400	600	600	600	600
s	[mm]	200	200	200	200	200
A_{sw}	[mm ²]	402	628	628	628	628
α	[°]	90	90	90	90	90
θ	[°]	45	45	45	45	45
V_{Rsd}	[kN]	3618	6024	6209	6725	5643
V_{Rcd}	[kN]	7572	12099	12470	13507	11334
V_{Rd}	[kN]	3618	6024	6209	6725	5643
V_{sd}	[kN]	1542	2951	3415	3098	2258
F_s	[-]	2.35	2.04	1.82	2.17	2.50

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

9.3 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 IP1, 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 IP2-IP5, risultanti dal modello ad elementi finiti descritto nel par. 9.4.2, sono desunte dai grafici riportati 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 IP1 è valutata facendo riferimento alla schematizzazione limite “tirante-puntone” mostrata in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** 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.

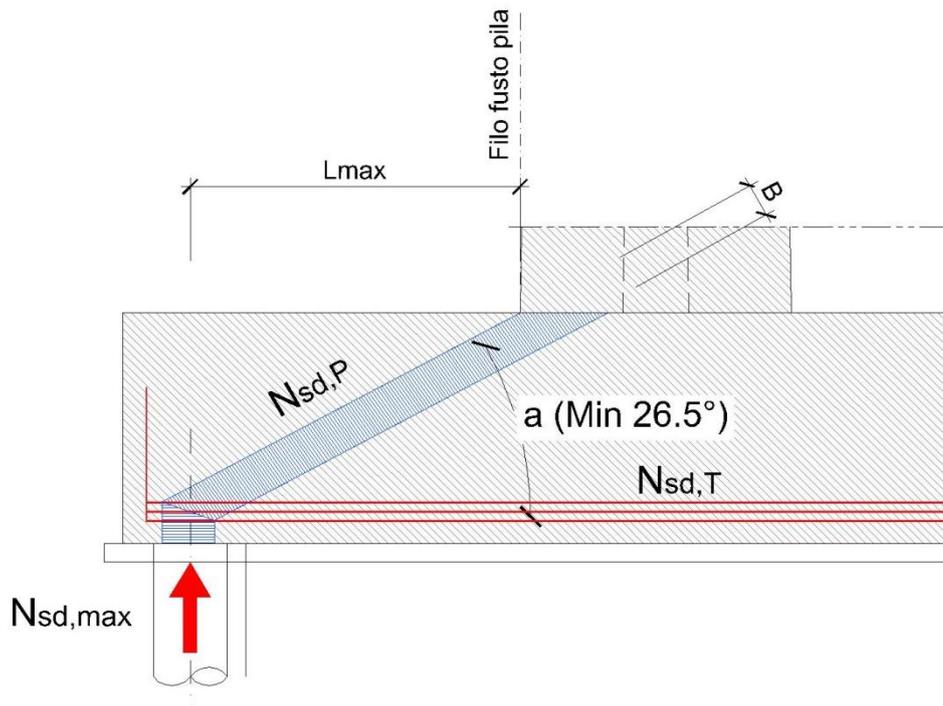


Figura 53 – Schema di calcolo plinto di fondazione

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate per il plinto di fondazione IP1, avente diametro $d=11.45m$.

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

Verifica del puntone diagonale

Plinto	[-]	IP1	IP1	
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	480	Spessore puntone
L	[mm]	1000	1000	Larghezza puntone
$N_{Rd,P}$	[kN]	5820	6983	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	1850	1850	Azione massima sul palo
a	[°]	33	39	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	3397	2940	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.71	2.38	Coefficiente di sicurezza

Verifica del tirante inferiore

Plinto	[-]	IP1	IP1	
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]	1850	1850	Azione massima sul palo
a	[°]	33	39	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	2849	2285	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.82	1.82	Coefficiente di sicurezza

Si riportano nel seguito le verifiche effettuate per le fondazioni a plinto rettangolare IP2-IP3 ($B \times L = 8.6 \times 17.6 \text{m}$) e a plinto rettangolare rastremato IP4-IP5 ($B_{\max} \times L_{\max} = 8.6 \times 17.6 \text{m}$) maggiormente sollecitate.

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

Verifica del puntone diagonale

Plinto	[-]	IP2-IP3	
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]	2335	Azione massima sul palo
a	[°]	30	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	4670	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.25	Coefficiente di sicurezza

Verifica del tirante inferiore

Plinto	[-]	IP2-IP3	
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]	18582.5	Sezione totale armatura tirante
$N_{Rd,T}$	[kN]	7271	Azione resistente di progetto
$N_{Sd,max}$	[kN]	2335	Azione massima sul palo
a	[°]	30	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	4044	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.80	Coefficiente di sicurezza

Verifica del puntone diagonale

Plinto	[-]	IP4-IP5	
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]	2555	Azione massima sul palo
a	[°]	30	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,P}$	[kN]	5110	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.14	Coefficiente di sicurezza

Verifica del tirante inferiore

Plinto	[-]	IP4-IP5	
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]	2555	Azione massima sul palo
a	[°]	30	Inclinazione puntone diagonale
$N_{Sd,T}$	[kN]	4425	Azione sollecitante di progetto
F_s	[-]	1.64	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 IP1, la ripartizione delle azioni globali in testa ai singoli pali è svolta nell'ipotesi di ripartizione rigida su molle elastiche, anche differenziate tra loro in termini di rigidità. Pertanto:

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

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

Dove:

- $N_{sd,palo,i}$: azione assiale sull'i-esimo palo
- N_{sd} : azione assiale globale agente all'intradosso fondazione

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

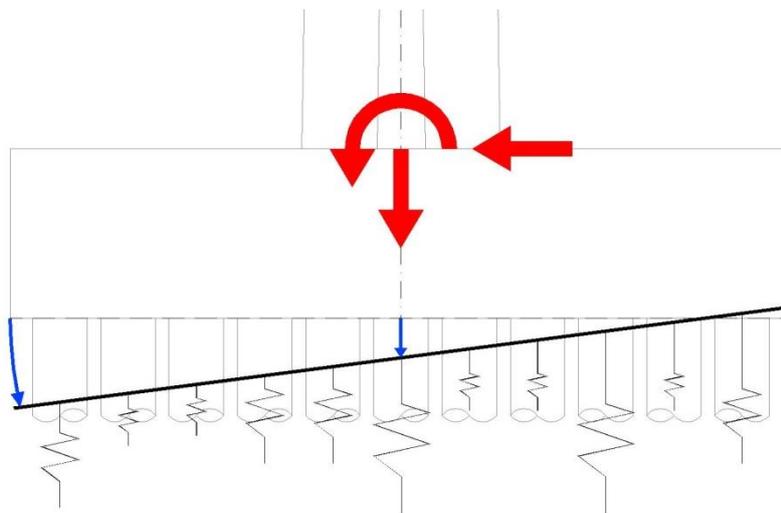


Figura 54 – Schema generale di ripartizione rigida su elementi elastici

Per le fondazioni rettangolari (IP2-IP3) e rastremate (IP4-IP5), 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 testa pali al piano medio fondazione;
- connessione mediante elementi “rigid link” del baricentro geometrico della sezione di base pila all’estradosso plinto, corrispondente 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.

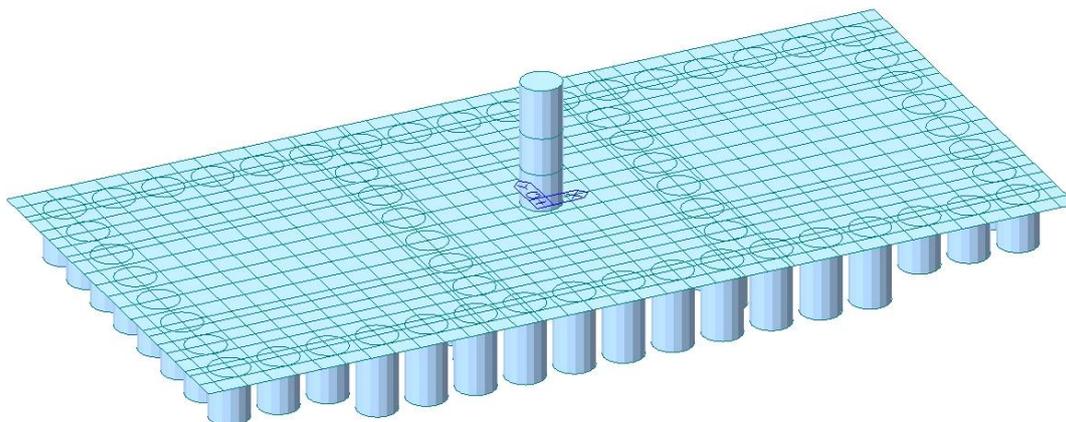


Figura 55 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP2-IP3 – Vista assonometrica

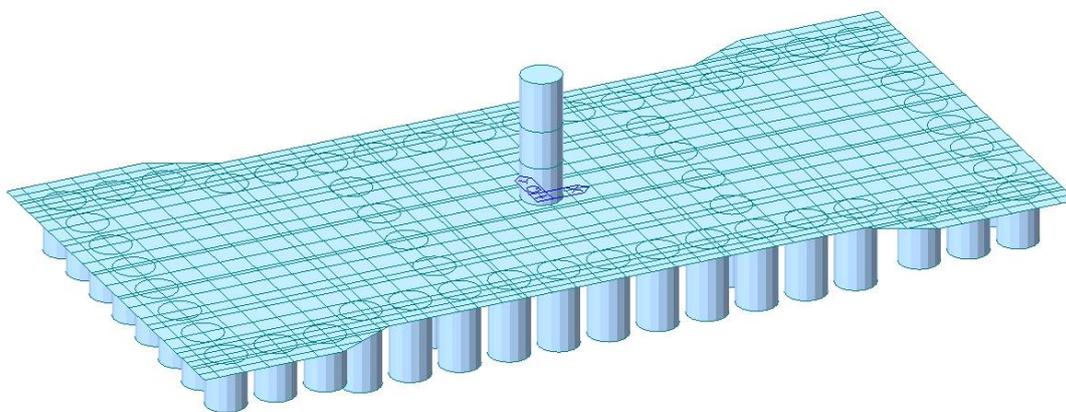


Figura 56 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP4-IP5 – Vista assonometrica

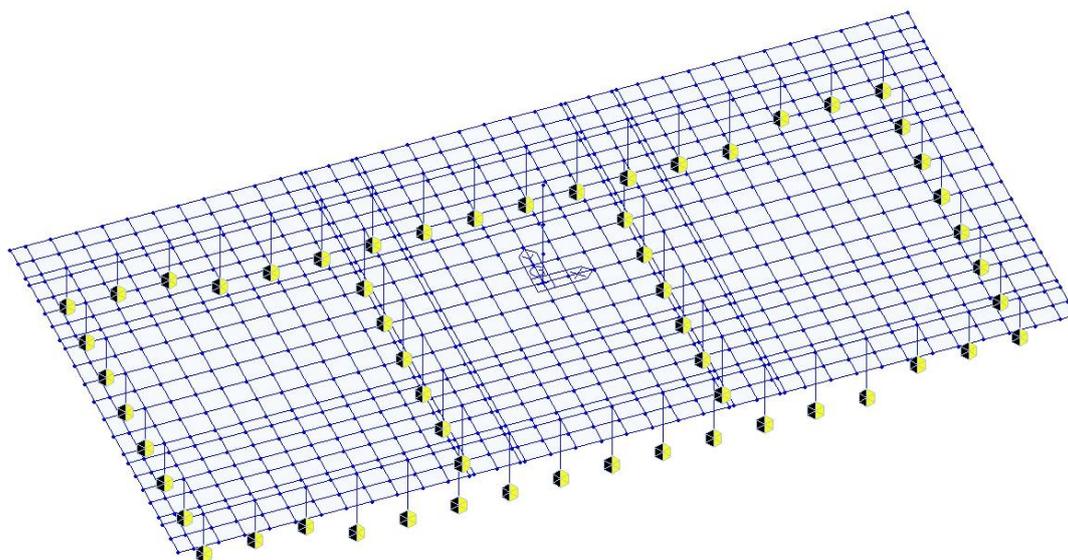


Figura 57 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP2-IP3– Vista assonometrica

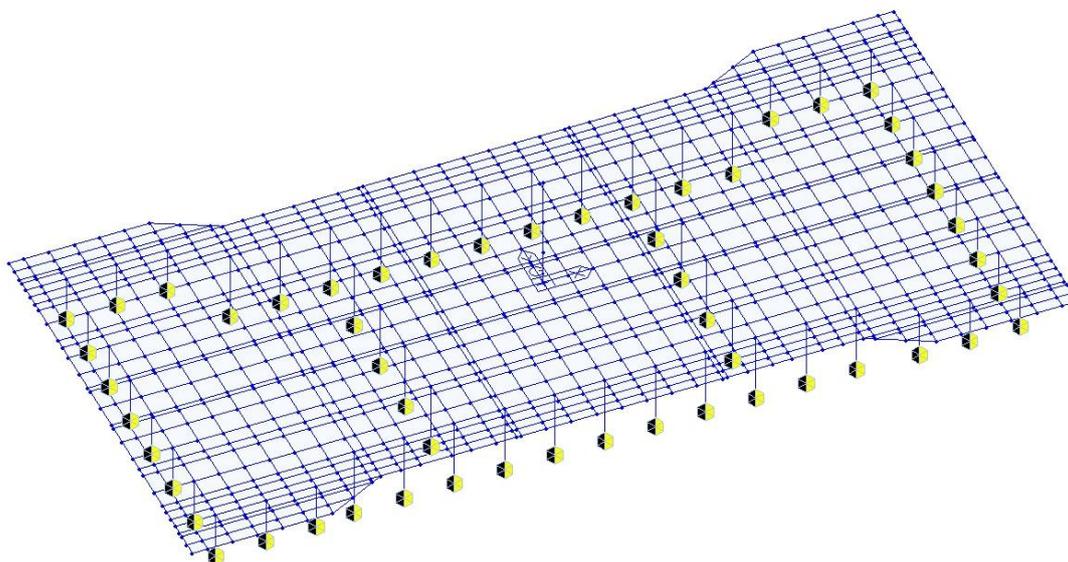


Figura 58 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP4-IP5– Vista assonometrica

Si riportano nel seguito i grafici dell'involuppo delle azioni più gravose allo SLU e allo SLV risultanti sui pali e sul plinto, 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:

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

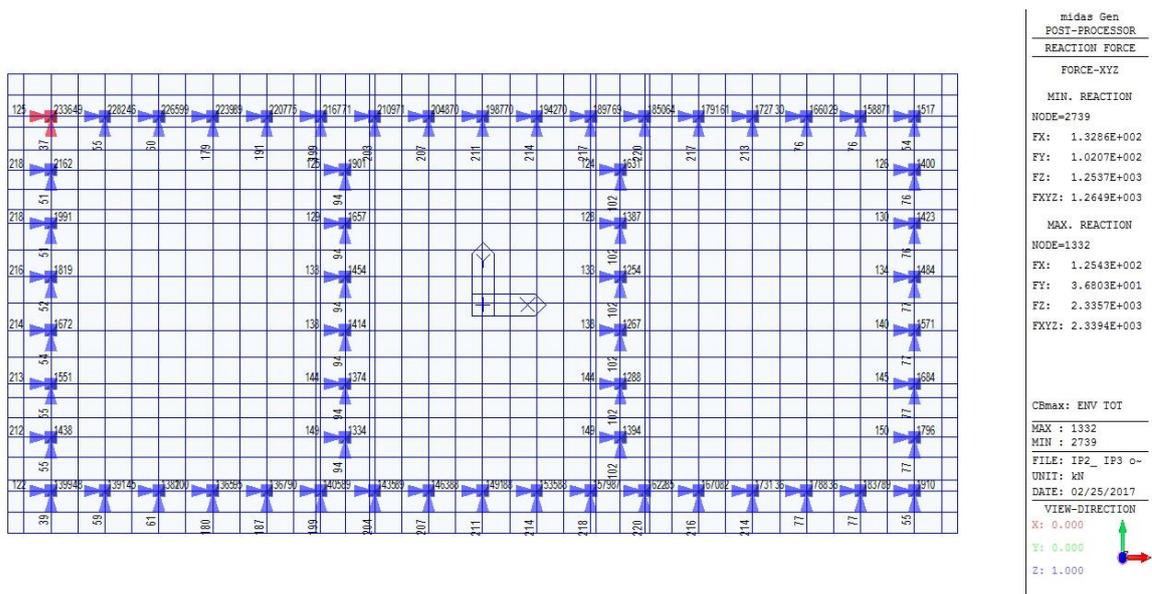


Figura 59 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP2-IP3– Azioni risultanti sui pali (ENVmax)

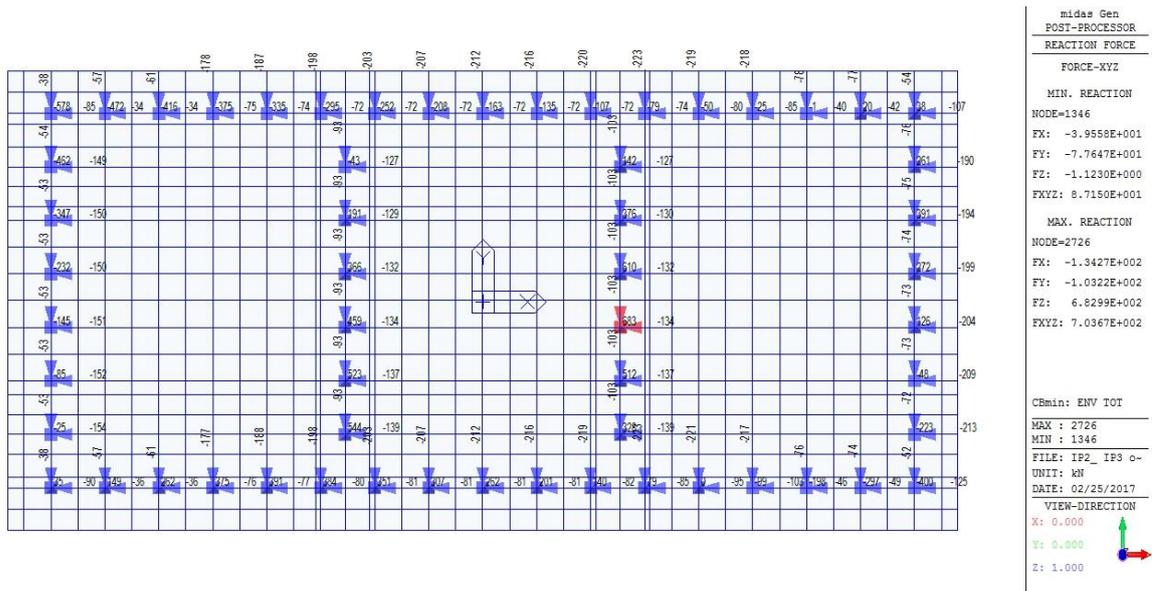


Figura 60 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP2-IP3– Azioni risultanti sui pali (ENVmin)

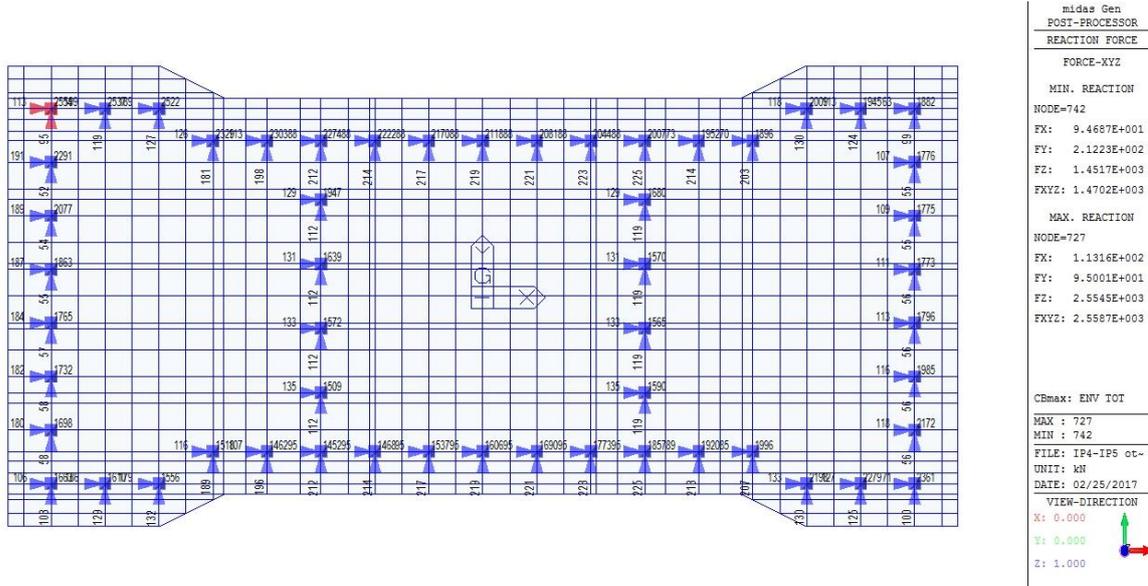


Figura 61 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP4-IP5– Azioni risultanti sui pali (ENVMAX)

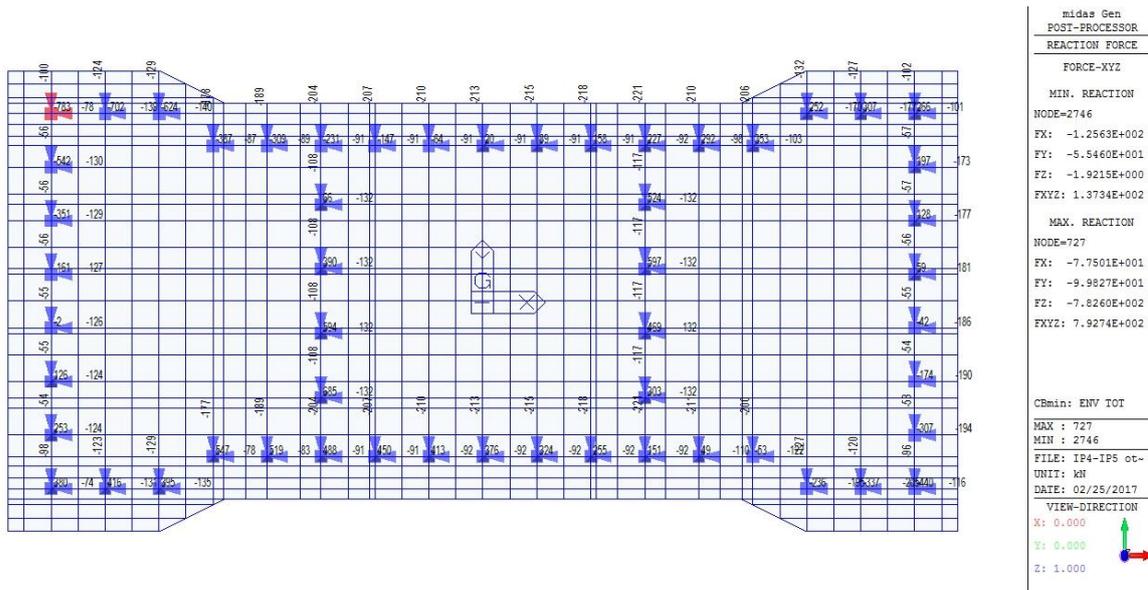


Figura 62 – Modello FEM della fondazione rettangolare IP4-IP5– Azioni risultanti sui pali (ENVMIN)

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
IP1	Pali perimetrali	-1844	225	136	327
IP2 – IP3	Pali perimetrali	-2335	598	164	405
IP4 – IP5	Pali perimetrali	-2555	790	246	591

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	
IP1	Pali perimetrali	225	327	552	803	2.45
IP2 – IP3	Pali perimetrali	598	405	1071	723	1.79
IP4 – IP5	Pali perimetrali	790	591	995	743	1.26

Tabella 2 – Verifica a pressoflessione dei pali

Il corrispondente dominio $M-N_{\text{SLU/SLV}}$ relativo alla sezione di testa dei pali maggiormente sollecitati è rappresentato in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

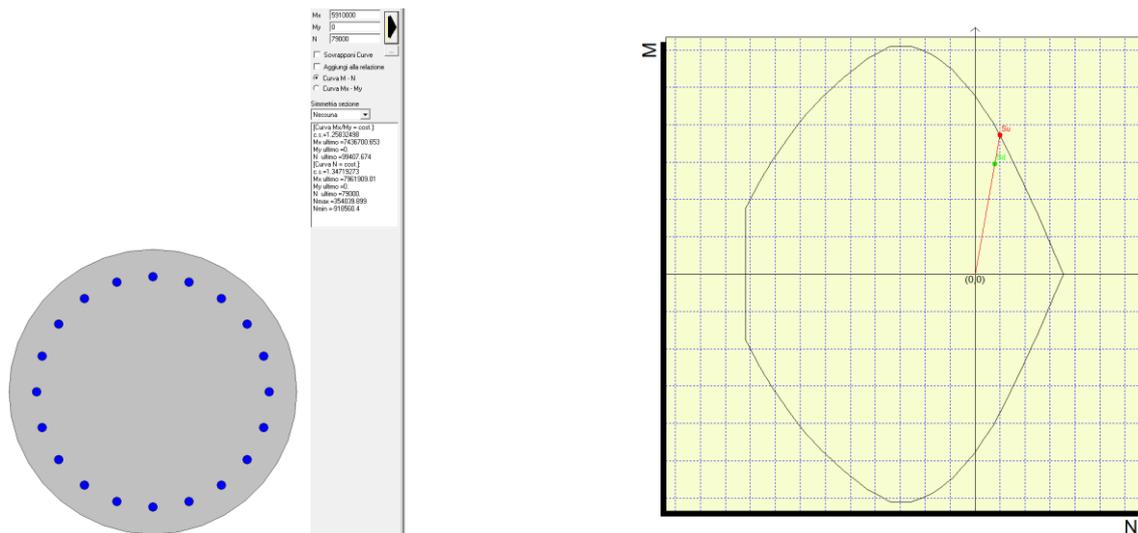


Figura 63 – Dominio SLU della sezione di testa dei pali IP1-IP5 maggiormente sollecitata

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 IP1-IP5			
Geometria della sezione			
Larghezza sezione	b_w	640	mm
Altezza utile	d	655	mm
Area di un braccio di una staffa	A_{st}	154	mm ²
N. di braccia della staffa	n	2	-
Area totale armatura trasversale	A_{sw}	307.9	mm ²
Interasse	s	100	mm
Inclinazione rispetto all'asse trave	α	86	°
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}	246	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}	758	KN
Resistenza a taglio compressione	V_{Rd,c}	1423	KN
Resistenza a taglio = min(V_{Rd,s} , V_{Rd,c})	V_{Rd}	758	KN
Coefficiente di sicurezza	c.s.	3.08	verificato

Tabella 3 – Verifica a taglio sezione di testa palo IP1-IP5