

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

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

**OPERE D'ARTE
OPERE D'ARTE MAGGIORI
VIADOTTO RAMPA DI USCITA - VIADOTTO "A"
RELAZIONE DI CALCOLO IMPALCATO E SOLETTA**

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	Rèvision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
B	29/06/2018	Modifica titolo progetto/ Modifications titre du project	P.LESCE (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	2	
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot		Contratto/Contrat				Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

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


**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTEGRATION SPECIALISTE**



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

SCALA / ÉCHELLE
-

I PROGETTISTI/LES DESIGNERS



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

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	10
1.1 Impalcato in acciaio	10
1.2 Criteri di calcolo	11
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	12
2.1 Normative e standard	12
2.2 Riferimenti bibliografici	13
2.3 Classe di esecuzione	14
2.3.1 Scelta della classe di esecuzione	14
2.3.2 Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio)	15
2.3.3 Determinazione della classe di esecuzione	16
2.4 Grado di preparazione	17
3. MATERIALI	18
3.1 Acciaio	18
3.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.	18
3.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato	18
3.1.3 Acciaio per pioli	18
3.1.4 Unioni saldate	19
3.1.5 Unioni bullonate	19
3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali	20
3.2.1 Premessa	20
3.2.2 Calcestruzzo per magrone	20
3.2.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle)	20
3.2.4 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle)	21
3.2.5 Calcestruzzo per solette di completamento impalcati in struttura mista acciaio/cls	21
3.2.6 Calcestruzzo per cordoli e baggioli	22
3.2.7 Calcestruzzo per lastre predalle prefabbricate	23
4. MODELLAZIONE	24
4.1 Rigidezze flessionali	24
4.2 Rigidezze torsionali	24
4.3 Larghezza di soletta collaborante	25
4.4 Caratteristiche geometriche	28
4.4.1 Travi principali	28
4.4.2 Traversi	30
4.4.2.1 Traverso di campata tipo DC1	30
4.4.2.2 Traverso di campata tipo DC2	32
4.4.2.3 Traverso di pile e spalle	34
4.4.3 Inerzia torsionale	36
4.4.3.1 Concio C1	37
5. ANALISI DEI CARICHI STATICI	39
5.1 Impalcato metallico	39
5.2 Soletta in c.a.	40
5.3 Permanenti	42
5.4 Carico Accidentale	44
5.4.1 Carico Accidentale folla	44

5.4.2	Carico Accidentale mezzi	46
5.4.2.1	Condizioni di carico trasversali.....	46
5.4.2.2	Condizioni di carico longitudinali.....	50
5.4.3	Carico Accidentale mezzi a fatica.....	53
5.5	Effetti del vento	58
5.5.1	Velocità di riferimento	58
5.5.2	Pressione di riferimento	59
5.5.3	Coefficiente di esposizione	60
5.5.4	Coefficiente di forma	62
5.5.5	Pressione del vento.....	62
5.5.5.1	Azione del vento a ponte scarico	64
5.5.5.2	Azione del vento a ponte carico	65
5.6	Effetti della temperatura	66
5.6.1	Variazione termica uniforme	66
5.6.2	Variazione termica differenziale trave – soletta	66
5.7	Cedimenti differenziali	68
5.8	Effetti dovuti al ritiro	69
5.8.1	Determinazione dei parametri di ritiro.....	69
5.8.2	Effetti reologici	69
5.8.2.1	Tempo ed ambiente.....	69
5.8.2.2	Modulo elastico al tempo t.....	69
5.8.2.3	Coefficiente di viscosità al tempo “t”	70
5.8.2.4	Coefficienti di omogeneizzazione.....	72
5.8.3	Calcolo della deformazione totale per ritiro	73
5.9	Azioni sismiche	78
6.	SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE.....	79
6.1	Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese.....	79
6.1.1	Stati limite ultimi (SLU).....	79
6.1.2	Stati limite di esercizio (SLE).....	79
6.1.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione.....	80
6.2	Valutazione della sicurezza	81
6.3	Combinazione dei carichi	82
6.3.1	Combinazioni SLU e in esercizio	85
6.3.2	Combinazioni sismiche.....	86
6.4	Modelli strutturali	87
7.	ANALISI DEGLI ELEMENTI	92
7.1	Sollecitazioni	92
7.1.1	Acciaio – fase 1.....	92
7.1.2	Soletta – fase 1	96
7.1.3	Permanenti – fase 2a	101
7.1.4	Cedimenti – fase 2c.....	105
7.1.5	Accidentali mezzi – fase 3	110
7.1.6	Accidentali folla – fase 3	114
7.1.7	Vento – fase 3	119
7.1.8	Temperatura – fase 3.....	123
7.1.9	Ritiro – fase 2b.....	128
7.2	Verifiche travi.....	133
7.2.1	Modalità di verifica.....	142

7.3	Verifiche traversi di campata tipo DC1	143
7.3.1	Correnti	145
7.3.1.1	Verifica bulloni a taglio	146
7.3.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	146
7.3.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	146
7.3.2	Diagonali	147
7.3.2.1	Verifica bulloni a taglio	148
7.3.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	148
7.3.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	148
7.4	Verifiche traversi di campata tipo DC2	149
7.4.1	Correnti	151
7.4.1.1	Verifica bulloni a taglio	152
7.4.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	152
7.4.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	152
7.4.2	Diagonali	153
7.4.2.1	Verifica bulloni a taglio	154
7.4.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	154
7.4.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	154
7.5	Verifiche traversi di pila e spalle	155
7.5.1	Correnti	157
7.5.1.1	Verifica bulloni a taglio	158
7.5.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	158
7.5.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	158
7.5.2	Diagonali	159
7.5.2.1	Verifica bulloni a taglio	160
7.5.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	160
7.5.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	160
7.6	Verifiche dei controventi superiori in fase di montaggio	161
7.6.1.1	Verifica bulloni a taglio	165
7.6.1.2	Verifica a rifollamento della piastra.....	165
7.6.1.3	Verifica a rifollamento del profilo	165
7.7	Verifiche dei controventi inferiori	166
8.	VERIFICHE PARTICOLARI	167
8.1	Verifica dei connettori	167
8.1.1	Resistenze di calcolo dei connettori.....	167
8.1.2	Concio C1	168
8.2	Verifica di stabilità a taglio.....	169
8.2.1	Contributo dell'anima	170
8.2.2	Contributo delle flange.....	173
8.3	Verifica degli irrigidimenti in campata.....	174
8.4	Verifica degli irrigidimenti agli appoggi di pila	175
9.	ANALISI DELLE DEFORMAZIONI	177
9.1	Contromonte	177
9.2	Deformazioni massime	178
9.3	Escursione dei giunti in fase statica.....	178
10.	AZIONI AGLI APPOGGI.....	179
11.	ALLEGATI.....	180

12.	SOLETTA.....	181
12.1	Carichi agenti e modellazione	181
12.1.1	Peso proprio	181
12.1.2	Permanenti	181
12.1.3	Carichi accidentali folla.....	182
12.1.4	Carichi accidentali mezzi.....	182
12.1.5	Urto di veicoli in svio	189
12.2	Sollecitazioni flettenti.....	191
12.3	Zona tipica, verifica SLE delle armature trasversali	195
12.3.1	Sbalzo	195
12.3.1.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo	195
12.3.1.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio	196
12.3.1.3	Verifica alle tensioni totali	196
12.3.1.4	Comb. Rara	197
12.3.1.5	Comb. Frequente	198
12.3.1.6	Comb. Quasi permanente	199
12.3.2	Campata	201
12.3.2.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo	201
12.3.2.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio	202
12.3.2.3	Verifica alle tensioni totali	202
12.3.2.4	Comb. Rara	203
12.3.2.5	Comb. Frequente	204
12.3.2.6	Comb. Quasi permanente	205
12.4	Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali.....	207
12.4.1	Sbalzo	207
12.4.2	Campata	209
12.5	Zona di giunto, verifica SLE delle armature trasversali.....	210
12.5.1	Sbalzo	210
12.5.1.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo	210
12.5.1.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio	210
12.5.1.3	Verifica alle tensioni totali	211
12.5.1.4	Comb. Rara	211
12.5.1.5	Comb. Frequente	212
12.5.1.6	Comb. Quasi permanente	213
12.5.2	Campata	215
12.5.2.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo	215
12.5.2.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio	215
12.5.2.3	Verifica alle tensioni totali	216
12.5.2.4	Comb. RARA	216
12.5.2.5	Comb. Frequente	217
12.5.2.6	Comb. Quasi permanente	218
12.6	Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali.....	220
12.6.1	Sbalzo	220
12.6.2	Campata	222

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}	25
Figura 2 – Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti l_e per le travi continue.....	25
Figura 3 – Sezione trasverso di campata tipo DC1	31
Figura 4 – Sezione trasverso di campata tipo DC2	33
Figura 5 – Sezione trasversi di pile e spalle	35
Figura 6 – Schematizzazione campo controventato	36
Figura 7 – Sezione trasversale schematizzata su campata da SP1 a UP1.....	39
Figura 8 – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP1 a UP2.....	39
Figura 9 – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP2 a UP3.....	40
Figura 10 – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP3 a UP4.....	40
Figura 11 – Ripartizione carichi soletta da SP1 a UP1.....	40
Figura 12 – Ripartizione carichi soletta da UP1 a UP2.....	41
Figura 13 – Ripartizione carichi soletta da UP2 a UP3.....	41
Figura 14 – Ripartizione carichi soletta da UP3 a UP4.....	41
Figura 15 – Ripartizione carichi permanenti da SP1 a UP1	42
Figura 16 – Ripartizione carichi permanenti da UP1 a UP2	42
Figura 17 – Ripartizione carichi permanenti da UP2 a UP3	43
Figura 18 – Ripartizione carichi permanenti da UP3 a UP4	43
Figura 19 – Ripartizione carichi folla da SP1 a UP1.....	44
Figura 20 – Ripartizione carichi folla da UP1 a UP2	44
Figura 21 – Ripartizione carichi folla da UP2 a UP3	45
Figura 22 – Ripartizione carichi folla da UP3 a UP4	45
Figura 23 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1	47
Figura 24 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2	47
Figura 25 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia R.....	48
Figura 26 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1	48
Figura 27 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 2	49
Figura 28 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia R.....	49
Figura 29 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente positivo in campata	50
Figura 30 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente negativo in pila.....	51
Figura 31 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio.....	52
Figura 32 – Azione del vento a ponte scarico	64
Figura 33 – Azione del vento a ponte carico.....	65
Figura 34 – Stati limite di fessurazione, criteri di scelta	80
Figura 35 – Impalcato vista 3d.....	88
Figura 36 – Impalcato vista campata da SP1 a UP1 con numerazione frame	88
Figura 37 – Impalcato vista campata da UP1 a UP2 con numerazione frame	89
Figura 38 – Impalcato vista campata da UP2 a UP3 con numerazione frame	90
Figura 39 – Impalcato vista campata da UP3 a UP4 con numerazione frame	91
Figura 40 – Momento flettente per peso proprio acciaio.....	92
Figura 41 – Azione di taglio per peso proprio acciaio	92
Figura 42 – Azione torcente per peso proprio acciaio.....	93
Figura 43 – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva.....	93
Figura 44 – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva.....	94
Figura 45 – Taglio per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva.....	94

Figura 46 – Taglio per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva	95
Figura 47 – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva.....	95
Figura 48 – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva.....	96
Figura 49 – Momento flettente per peso soletta	96
Figura 50 – Azione di taglio per peso soletta.....	97
Figura 51 – Azione torcente per peso soletta	97
Figura 52 – Momento flettente per peso soletta su trave 1 – lato interno curva	98
Figura 53 – Momento flettente per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva	98
Figura 54 – Taglio per peso soletta su trave 1 – lato interno curva.....	99
Figura 55 – Taglio per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva.....	99
Figura 56 – Momento torcente per peso soletta su trave 1 – lato interno curva	100
Figura 57 – Momento torcente per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva.....	100
Figura 58 – Momento flettente per carichi permanenti	101
Figura 59 – Taglio per carichi permanenti	101
Figura 60 – Azione torcente per carichi permanenti	102
Figura 61 – Momento flettente per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva.....	102
Figura 62 – Momento flettente per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva.....	103
Figura 63 – Taglio per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva	103
Figura 64 – Taglio per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva	104
Figura 65 – Momento torcente per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva.....	104
Figura 66 – Momento torcente per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva	105
Figura 67 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti.....	105
Figura 68 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti	106
Figura 69 – Azione torcente per carichi indotti dai cedimenti.....	106
Figura 70 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva.....	107
Figura 71 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva.....	107
Figura 72 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva	108
Figura 73 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva	108
Figura 74 – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva.....	109
Figura 75 – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva.....	109
Figura 76 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi.....	110
Figura 77 – Taglio per carichi accidentali mezzi.....	110
Figura 78 – Azione torcente per carichi accidentali mezzi.....	111
Figura 79 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva	111
Figura 80 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva	112
Figura 81 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva.....	112
Figura 82 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva.....	113
Figura 83 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva	113
Figura 84 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva	114
Figura 85 – Momento flettente per carichi accidentali folla.....	114
Figura 86 – Taglio per carichi accidentali folla	115

Figura 87 – Azione torcente per carichi accidentali folla.....	115
Figura 88 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva.....	116
Figura 89 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva.....	116
Figura 90 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva.....	117
Figura 91 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva.....	117
Figura 92 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva.....	118
Figura 93 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva.....	118
Figura 94 – Momento flettente per carichi vento.....	119
Figura 95 – Taglio per carichi vento.....	119
Figura 96 – Azione torcente per carichi vento.....	120
Figura 97 – Momento flettente per carichi vento su trave 1 – lato interno curva.....	120
Figura 98 – Momento flettente per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva.....	121
Figura 99 – Taglio per carichi vento su trave 1 – lato interno curva.....	121
Figura 100 – Taglio per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva.....	122
Figura 101 – Momento torcente per carichi vento su trave 1 – lato interno curva.....	122
Figura 102 – Momento torcente per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva.....	123
Figura 103 – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura.....	123
Figura 104 – Taglio per carichi indotti dalla temperatura.....	124
Figura 105 – Azione torcente per carichi indotti dalla temperatura.....	124
Figura 106 – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura su trave 1 – lato interno curva.....	125
Figura 107 – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura su trave 2 – lato esterno curva.....	125
Figura 108 – Taglio per carichi indotti dalla temperatura su trave 1 – lato interno curva.....	126
Figura 109 – Taglio per carichi indotti dalla temperatura su trave 2 – lato esterno curva.....	126
Figura 110 – Momento torcente per carichi indotti dalla temperatura su trave 1 – lato interno curva.....	127
Figura 111 – Momento torcente per carichi indotti dalla temperatura su trave 2 – lato esterno curva.....	127
Figura 112 – Momento flettente per carichi da ritiro.....	128
Figura 113 – Taglio per carichi da ritiro.....	128
Figura 114 – Azione torcente per carichi da ritiro.....	129
Figura 115 – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva.....	129
Figura 116 – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva.....	130
Figura 117 – Taglio per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva.....	130
Figura 118 – Taglio per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva.....	131
Figura 119 – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva.....	131
Figura 120 – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva.....	132
Figura 121 – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni.....	135
Figura 122 – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi esterni.....	136
Figura 123 – Modellazione controventi superiori.....	163
Figura 124 – Diagramma dell'azione assiale ui controventi superiori.....	163
Figura 125 – Tipi di irrigidimento verticale.....	170
Figura 126 – Fattore χ_w	171

Figura 127 – Anime con irrigidimenti trasversali e longitudinali	171
Figura 128 – Differenziazione dei pannelli d'anima per il calcolo di $k\tau$	171
Figura 129 – Sezione irrigidimenti sugli appoggi di pila.....	175
Figura 130 – Diffusione nel piano verticale.....	182
Figura 131 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo.....	183
Figura 132 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo.....	184
Figura 133 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo.....	186
Figura 134 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo.....	187
Figura 135 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio in zona tipica.....	189
Figura 136 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio in zona di giunto	190

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono le verifiche strutturali dei viadotti in corrispondenza dello svincolo della Maddalena collocato in corrispondenza della A32 Torino – Bardonecchia nei pressi dell'attraversamento del torrente Clarea.

Sono di seguito esplicitati i calcoli e le verifiche dell'impalcato A costituente il complesso infrastrutturale.

1.1 Impalcato in acciaio

Dal punto di vista geometrico l'opera presenta una larghezza complessiva variabile a seconda della posizione planimetrica. La larghezza infatti è pari a:

- 881 cm sulla sezione della spalla SP1,
- 940 cm sulla sezione di pila UP1,
- 1.000 cm sulla sezione di pila UP2,
- 1.102 cm sulla sezione di pila UP3,
- 953 cm su pila UP4.

I cordoli esterni invece mantengono una larghezza pari a 75 cm lato interno curva e 150 cm lato esterno curva; ne consegue che la variabilità di sezione trasversale si traduce in una variabilità della larghezza della sede stradale.

La sezione trasversale poggia su due travi in acciaio aventi interasse pari a 500 cm. Si individuano pertanto due sbalzi la cui larghezza è variabile da 190,5 cm (sezione di spalla SP1) a 301 cm (sezione di pila UP3), su di essi si prevede l'installazione sia di barriere di sicurezza esterne tipo H4 bordo ponte + Sistema sicurezza reti + funi), sia di un parapetto di sicurezza.

L'impalcato è realizzato con una sezione mista acciaio-calcestruzzo.

Le travi principali che costituiscono la struttura metallica sono segmentate in 15 tipologie di conci; la sezione trasversale è irrigidita nel piano verticale da diaframmi reticolari, ad interasse pari a circa 457 m sulle campate di riva e pari a circa 462 m sulle campate centrali.

I conci delle travate sono collegati tra loro mediante giunti bullonati.

Nel piano orizzontale sono presenti controventi superiori e inferiori.

Nel senso longitudinale il ponte è costituito da quattro campate di luce pari a 41,16 m + 2 x 50,70 m + 41,22 m, misurata in asse appoggi, per una lunghezza totale di 183,78 m.

All'estradosso delle travi è solidarizzata la soletta in calcestruzzo per mezzo dei connettori a taglio opportunamente saldati sulle ali superiori delle travi. La soletta, dello spessore complessivo di 33 cm, è costituita da predalle di spessore 5 cm e da un getto integrativo di 28 cm.

È prevista per il ponte una monta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti propri e portati ed una quota parte, pari al 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

Il calcolo è stato effettuato con schema a graticcio di travi. Ogni elemento strutturale in acciaio (travi longitudinali e trasversi) è stato modellato con elementi "frame".

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.). Tali verifiche, per ciascun elemento strutturale, sono contenute nella presente relazione di calcolo.

1.2 Criteri di calcolo

I criteri generali di sicurezza, le azioni di calcolo e le caratteristiche dei materiali sono stati assunti in conformità con il D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni” e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.).

Vita nominale $V_N = 100$ anni

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

Classe d’uso IV

(§ 2.4.2, “Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l’ambiente. Reti viarie di tipo A o B e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”)

Coefficiente d’uso $C_U = 2.0$

2. NORMATIVE E RIFERIMENTI

2.1 Normative e standard

Il dimensionamento delle opere in progetto è condotto in riferimento alle attuali normative e di seguito elencate.

- | | | |
|------|-----------------------------------|--|
| [1] | Legge 05/11/1971, n.1086 | Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e relative istruzioni (Circ. LL.PP. 14/02/1974, n. 11951) |
| [2] | Legge 02/02/1974, n.64 | Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche |
| [3] | D.M. 14/01/2008 n. 30 | Norme Tecniche per le costruzioni |
| [4] | Circ. Min. 2 febbraio 2009 n. 617 | Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per la costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008 |
| [5] | UNI EN 1990 | Basis of structural design |
| [6] | UNI EN 1991-1-1 | Actions on structures - General actions - Densities, self-weight and imposed loads |
| [7] | UNI EN 1991-1-4 | Actions on structures - General actions - Wind actions |
| [8] | UNI EN 1991-1-5 | Actions on structures - General actions - Thermal actions |
| [9] | UNI EN 1992-1-1 | Design of concrete structures -General - Common rules for building and civil engineering structures |
| [10] | UNI EN 1992-1-2 | Design of concrete structures – Part 1-2: General rules – Structural fire design |
| [11] | UNI EN 1992-2 | Design of concrete structures -Bridges |
| [12] | UNI EN 1993-1-1 | Design of steel structures-
General rules and rules for buildings |
| [13] | UNI EN 1993-1-8 | Design of steel structures-
Design of Joints |
| [14] | UNI EN 1994-1-1 | Design of composite steel and concrete structures –
General rules and rules for buildings |

- [15] UNI EN 1994-2 Design of composite steel and concrete structures – General rules and rules for bridges
- [16] UNI EN 1997-1 Geotechnical design - General rules
- [17] UNI EN 1998-1 Design provisions for earthquake resistance of structures - General rules, seismic actions and rules for buildings
- [18] UNI EN 1998-2 Design of structures for earthquake resistance - Bridges
- [19] UNI EN 1998-5 Design of structures for earthquake resistance – Foundations, retaining structures and geotechnical aspects
- [20] Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Servizio Tecnico Centrale Linee guida sul calcestruzzo strutturale
- [21] UNI-EN 206-1 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità
- [22] UNI-EN 11104 Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1

2.2 Riferimenti bibliografici

- [1] Migliacci A. e Mola F. Progetto agli stati limite delle strutture in c.a.". Parte prima e seconda, Edizioni Masson (1996)
- [2] Rüsç H. Conglomerato armato e precompresso, vol. I, Edizioni Tecniche, Edizioni Tecniche Milano (1972)
- [3] Leonhardt F. Calcolo di progetto e tecniche costruttive, Edizioni di Scienza e Tecnica, Milano (1978)

2.3 Classe di esecuzione

La UNI EN 1090 Introduce il concetto di “Execution Class” in termini di requisiti specificati, classificati per l'esecuzione di un'opera nel suo complesso, di un singolo componente o di un dettaglio di un componente.

La classe di esecuzione seleziona e specifica il livello di qualità appropriato riguardo alla sicurezza che quel componente avrà nell'opera di costruzione.

La scelta della classe di esecuzione dovrebbe prendere in considerazione il tipo di materiale utilizzato, l'affidabilità data dalla classe di conseguenza (CC) e i rischi potenziali dati dalla:

- categoria di servizio, legata al rischio dell'installazione/utilizzo (SC);
- categoria di produzione, legata alla complessità di esecuzione (PC).

2.3.1 Scelta della classe di esecuzione

Nell'Eurocodice 0 EN 1990 “Criteri generali di progettazione” all'appendice B Tabella B1 “differenziazione dell'affidabilità strutturale per le costruzioni” sono riportate le classi di conseguenza in caso di malfunzionamento della struttura, definite in base all'impatto sulla popolazione, ambiente, vite umane, sociali.

CLASSE DI CONSEGUENZA (CCi)	DESCRIZIONE	ESEMPI
CC3	Gravi conseguenze per perdite di vite umane, economiche o sociali. Oppure gravi conseguenze per l'ambiente.	Tribune coperte, edifici pubblici, ove le conseguenze di errori sono alte (Esempio: sale di concerti).
CC2	Conseguenze di media entità per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure considerevoli conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni residenziali oppure per uffici, uffici pubblici ove le conseguenze in caso di fallimento sono medie (Costruzioni di uffici).
CC1	Lievi conseguenze per perdite di vite umane, economiche, sociali, oppure basse o trascurabili conseguenze per l'ambiente.	Costruzioni agricole dove le persone normalmente non entrano (esempio: Magazzini, serre).

2.3.2 Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio)

È necessario tener conto che in una struttura possono essere contenuti componenti strutturali di entrambe le classi di rischio. In questo caso, al fine di una corretta determinazione della classe di esecuzione dell'opera la scelta cadrà sulla classe di servizio maggiormente restrittiva.

CATEGORIA DI SERVIZIO (SC)	DEFINITE IN BASE ALLE SOLLECITAZIONI PREVISTE (dinamiche / statiche)
SC1	<ul style="list-style-type: none"> - Strutture e componenti progettati per azioni quasi-statiche (Esempio: Edifici) - Strutture e componenti per connessioni progettate per resistere ad azioni simiche in regioni a bassa intensità sismica e DCL - Strutture e componenti progettati per azioni a fatica da gru (Classe S0)
SC2	<ul style="list-style-type: none"> - Strutture e componenti progettati per azioni a fatica in accordo con EN 1993 (Esempio: ponti ferroviari e stradali, gru (da S1 a S9), strutture suscettibili a vibrazioni determinate dall'azione del vento, gru oppure macchine con funzione rotazionale) - Strutture e componenti le cui connessioni sono progettate per azioni sismiche in regioni con medio ed alto rischio sismico e in DCM e DCH
<p>Legenda: DCL: Comportamento strutturale poco dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1) DCM: Comportamento strutturale mediamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1) DCH: Comportamento strutturale altamente dissipativo (EN 1998 – Prospetto 6.1)</p>	

Classe di conseguenza SC_i (i = 1,2)

SC1 = sollecitazione statica

SC2 = sollecitazione dinamica a fatica

Classe di rischio connessa alla difficoltà nell'esecuzione della struttura (categorie di produzione).

CATEGORIA DI PRODUZIONE (PC)	DEFINITE IN BASE ALLE TECNOLOGIE PRODUTTIVE
PC1	<ul style="list-style-type: none"> - Componenti non saldati e realizzati con qualunque grado di acciaio - Componenti saldati realizzati con acciaio di grado inferiore a S355
PC2	<ul style="list-style-type: none"> - Componenti saldati realizzati con acciaio di grado S355 e superiore - Componenti essenziali per l'integrità strutturale che vengono assemblati tramite saldatura sulla costruzione in situ - Componenti con formatura a caldo oppure che abbiano ricevuto un trattamento termico durante la produzione - Componenti di tralicci CHS che richiedono tagli e profilature

Classe di produzione PC_i (i = 1,2)

SC1 = no saldature e acciai con grado < S355

SC2 = componenti saldati e acciaio con grado ≥ S355

2.3.3 Determinazione della classe di esecuzione

- Selezionare la Classe di Conseguenza (CC_i; i=1,2,3) espressa in termini di perdita di vite umane, di conseguenze economiche, sociali ed ambientali (vedere EN 1990).
- Selezionare la Categoria di Servizio e la Categoria di Produzione.
- Determinare quindi la Classe di Esecuzione come risultato delle due operazioni precedenti, secondo quanto previsto nella tabella seguente (TAB B3 della EN1090-2).

Tabella di determinazione della classe di esecuzione							
Classi di conseguenza		CC1		CC2		CC3	
Categorie di servizio		SC1	SC2	SC1	SC2	SC1	SC2
Categorie di produzione	PC1	EXC1	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC3
	PC2	EXC2	EXC2	EXC2	EXC3	EXC3	EXC4

La classe di esecuzione EXC4 deve essere scelta in caso di strutture con estreme conseguenze determinate dal cedimento della struttura, in base a disposizioni legislative.

Per la struttura in oggetto si assume una classe di conseguenza CC3, una categoria di servizio SC2 e una categoria di produzione PC2 pertanto la struttura va realizzata in classe di esecuzione EXC4.

2.4 Grado di preparazione

La normativa ISO 8501-3:2008 illustra i criteri di fabbricazione da attuare a seconda della classe di corrosività ambientale di riferimento al luogo di installazione dell'opera.

Tali criteri sono suddivisi in 3 gradi di preparazione superficiale:

- P1 preparazione base
- P2 preparazione accurata
- P3 preparazione molto approfondita.

Gli aspetti principali che corrispondono ai 3 gradi di preparazione riguardano: il livello di finitura superficiale delle saldature, le smussature degli spigoli più o meno accentuata, diversi gradi di rimozione della superficie dei bordi da taglio termico, lo stato superficiale dell'acciaio in genere.

Per la struttura in oggetto si prescrive una classe di preparazione P3.

3. MATERIALI

3.1 Acciaio

Per l'acciaio da carpenteria si assume il seguente peso per unità di volume:

$$\gamma_{\text{Acciaio}} = 78,50 \text{ kN/m}^3$$

3.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.

Barre a aderenza migliorata: acciaio tipo B450C

Per $\phi \leq 26 \text{ mm}$

- Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} > 4.500 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione caratteristica di rottura $f_{tk} > 5.400 \text{ daN / cm}^2$

La tensione di design risultano:

$$\text{per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,15} = 3.913 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{per lo S.L.E. } f_{yd,eserc} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{4.500}{1,25} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

3.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato

Acciaio tipo S355 (Fe 510)

- Tensione di rottura: $f_t > 5.100 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione di snervamento: $f_y = 3.550 \text{ daN / cm}^2$

La tensione di confronto risulta con $\gamma_m = 1,05$ (Rif. tab. 4.2.V D.M. 14.01.2008)

$$\text{per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{3.550}{1,05} = 3.381 \text{ daN/cm}^2$$

3.1.3 Acciaio per pioli

Pioli di tipo Nelson $\emptyset = 22 \text{ mm}$, $H = 200 \text{ mm}$

Classe S235J2G3 + C450 (ex ST 37-3K)

Le caratteristiche meccaniche sono:

Allungamento: min. 15 %

Strizione: min. 50 %

- Tensione caratteristica di rottura a trazione $f_{tk} \geq 4.500 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione caratteristica a snervamento $f_{yk} \geq 3.600 \text{ daN / cm}^2$

3.1.4 Unioni saldate

Saldature a completa penetrazione (UNI EN 1011)

Saldature a cordone d'angolo (UNI EN 1011), altezza di gola minima di 0,7 volte lo spessore più piccolo dell'elemento da unire dove non diversamente indicato.

3.1.5 Unioni bullonate

Viti ad alta resistenza (UNI EN ISO 898/1) Classe 10.9

Dadi ad alta resistenza (UNI EN 20898/2) Classe 10

Rosette (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Piastrine (UNI EN 10083/2) Acciaio C50

Stato limite ultimo

Coefficiente parziale $\gamma_{M2} = 1.25$

Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yb} = 900 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura: $f_{tb} = 1.000 \text{ MPa}$

3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali

3.2.1 Premessa

Di seguito si riportano le caratteristiche e le proprietà meccaniche principali (indipendenti dalla sezione dell'elemento strutturale) definite in accordo alla normativa di riferimento (NTC2008).

Per il calcestruzzo si assume il seguente peso per unità di volume: $\gamma_{CLS} = 25,00 \text{ kN/m}^3$

3.2.2 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

3.2.3 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_{ctm}	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-cls 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 permanente)	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

3.2.4 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_{cfm}	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-cla 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 permanente)	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

3.2.5 Calcestruzzo per solette di completamento impalcato in struttura mista acciaio/clc

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_{cfm}	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

3.2.6 Calcestruzzo per cordoli e baggioli

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_{cfm}	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	
		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

3.2.7 Calcestruzzo per lastre predalle prefabbricate

Classe del calcestruzzo		C45/55	
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	55	N/mm ²
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	45,65	N/mm ²
Resistenza media a compressione	f_{cm}	53,65	N/mm ²
Resistenza cilindrica a compressione di progetto	f_{cd}	25,87	N/mm ²
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	3,83	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%)	$f_{ctk,5\%}$	2,68	N/mm ²
Resistenza caratteristica a trazione (frattile 95%)	$f_{ctk,95\%}$	4,98	N/mm ²
Resistenza media a trazione per flessione	f_{ctfm}	4,60	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1,79	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	6,04	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cls di calcolo	f_{bd}	4,02	N/mm ²
Modulo elastico istantaneo medio (secante)	E_{cm}	36416	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb. rara)	σ_c	27,39	N/mm ²
Tensione massima di compressione in esercizio (comb. quasi permanente)	σ_c	20,54	N/mm ²
Classe di esposizione		XC4	-
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. MODELLAZIONE

Il viadotto in oggetto viene schematizzato come graticcio di travi in cui si individuano due entità strutturali, quali le travi principali ed i traversi.

Vengono individuate le seguenti fasi fondamentali:

- Fase 1: il graticcio è costituito dalle sole travi in acciaio, ed è caricato dal peso proprio di queste, dei traversi e dalla soletta in c.a.;
- Fase 2a: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi permanenti.
- Fase 2b: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi da ritiro.
- Fase 2c: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi dovuti ai cedimenti delle sottostrutture.
- Fase 3: la soletta di impalcato, viene considerata collaborante con le travi principali per una lunghezza finita; il graticcio è caricato dai carichi accidentali mezzi, folla, vento e temperatura.

4.1 Rigidezze flessionali

La schematizzazione a graticcio non permette di valutare la rigidezza ed il collegamento trasversale esercitato fra le travi longitudinali dalla soletta in c.a.; tale rigidezza viene considerata tramite l'analisi della distribuzione dei carichi, sia permanenti che accidentali, fra le varie nervature.

Lo schema assunto per tale ridistribuzione è quello di trave continua, ove la trave è rappresentata dalla soletta per la profondità di 1 mt e gli appoggi, supposti rigidi, sono rappresentati dalle travi longitudinali; le reazioni agli appoggi vengono assunte come carichi da applicare alle travi longitudinali nella modellazione a graticcio.

4.2 Rigidezze torsionali

Essendo l'impalcato torsiorigido per la presenza della soletta e dei controventi inferiori, la rigidezza torsionale viene valutata considerando una sezione a cassone equivalente.

In 1a fase, per peso proprio acciaio e soletta, la sezione a cassone equivalente è definita lateralmente dalle anime delle travi principali, superiormente ed inferiormente da una piastra di spessore equivalente ai controventi e posta nel piano delle ali dei traversi.

In 2a fase, per carichi permanenti, accidentali e ritiro, la sezione a cassone equivalente è definita lateralmente dalle anime delle travi principali, inferiormente da una piastra di spessore equivalente ai controventi posta nel piano delle ali dei traversi e superiormente dalla soletta in c.a. che in questa fase costituisce un elemento strutturale. Lo spessore della soletta viene ridotto con coefficiente di omogeneizzazione pari a 16,85 per i carichi permanenti, a 6,24 per i carichi accidentali, a 14,94 per i carichi da ritiro e a 20,70 per i carichi dovuti ai cedimenti.

4.3 Larghezza di soletta collaborante

La larghezza efficace b_{eff} , di una soletta in calcestruzzo è determinata mediante la seguente espressione:

$$b_{eff} = b_0 + b_{e1} + b_{e2} \quad (\text{espressione 4.3.2 D.M. 2008})$$

dove:

b_0 = distanza tra gli assi dei connettori;

$b_{ei} = \min\left(\frac{L_e}{8}; b_i - \frac{b_0}{2}\right)$ larghezza collaborante da ciascun lato della sezione composta (Figura 4.1).

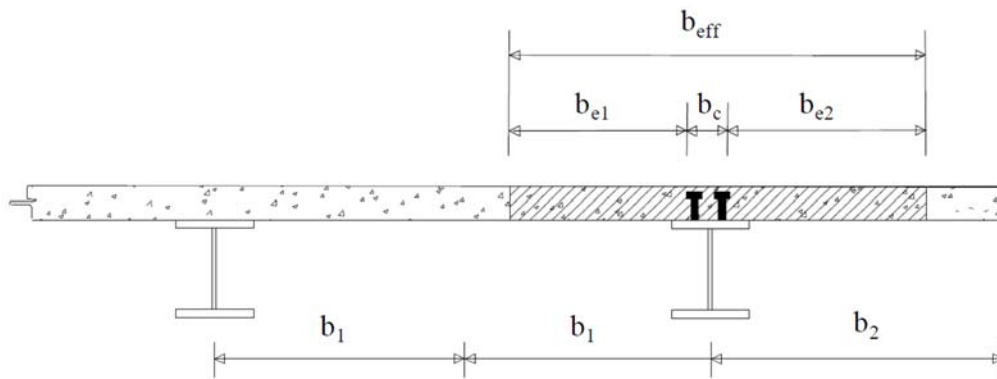


Figura 1 – Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

Nelle travi semplicemente appoggiate L_e è la luce della trave, nelle travi continue è la distanza indicata in Figura 4.2.

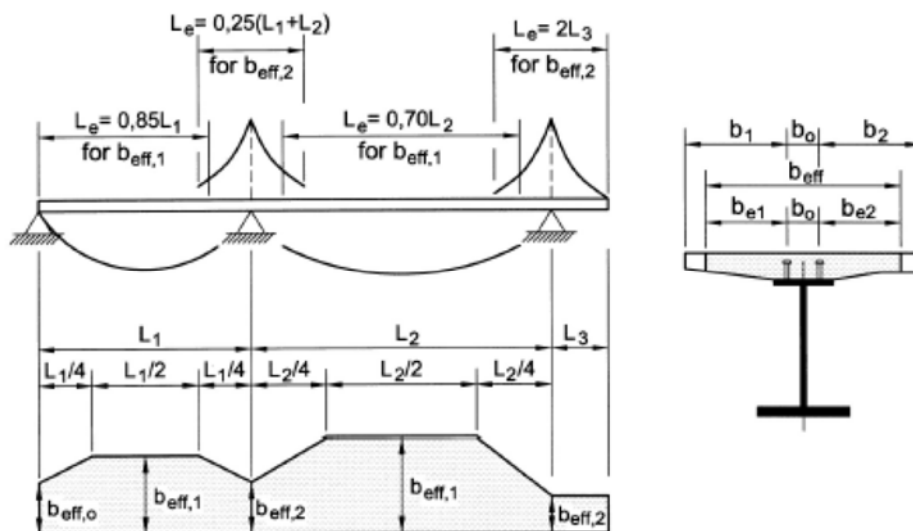


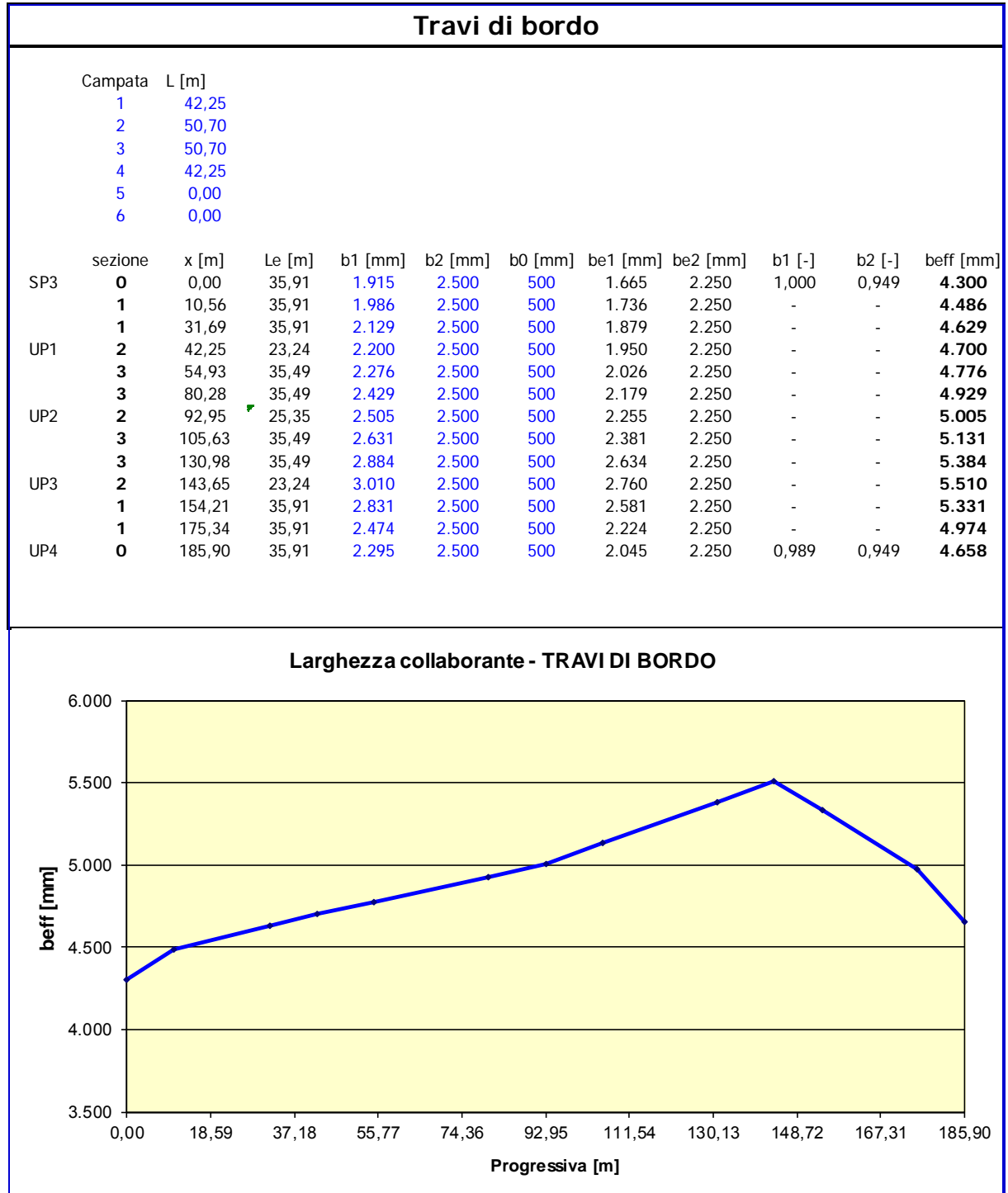
Figura 2 – Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti l_e per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

$$b_{eff} = b_0 + \beta_1 b_{e1} + \beta_2 b_{e2}$$

$$\text{dove } \beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}} \right) \leq 1,00$$

Si ottiene:



Di seguito è esplicitato il calcolo relativo alla sezione di pila UP3:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 301 - \frac{50}{2} = 276 \text{ cm} \qquad \frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 0,25 \cdot (5.070 + 4.225) = 290,46 \text{ cm}$$

$$b_{e,1} = \min (276 ; 290,46) = 276 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = \frac{500}{2} - \frac{50}{2} = 225 \text{ cm} \qquad \frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 0,25 \cdot (5.070 + 4.225) = 290,46 \text{ cm}$$

$$b_{e,2} = \min (225 ; 290,46) = 225 \text{ cm}$$

Pertanto si considera: $B = 225 + 276 + 50 = 551 \text{ cm}$

4.4 Caratteristiche geometriche

4.4.1 Travi principali

Le travi presentano una sezione a “doppio T” in composizione saldata. Nelle zone a momento negativo, per tener conto della fessurazione della soletta in c.a., si deve trascurare il contributo del calcestruzzo alla rigidezza dell’elemento per un tratto pari al 15% della luce delle campate adiacenti all’appoggio intermedio; l’unico contributo di cui tener conto in tali zone è quello dato armature longitudinali della soletta stessa.

Le caratteristiche geometriche delle sezioni resistenti sono di seguito riportate:

ALLINEAMENTI 1-2		C1	C2	C3	C4	C5 NEG	C5	C6	C7	C7 NEG	C8
Modello	H(cm)	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0
ALA SUPERIORE	spess	2,5	2,5	3,2	4,0	3,2	3,2	2,5	3,5	3,5	4,0
	largh	70	70	80	80	80	80	70	80	80	80
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	2,6	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	2,8
	largh	0	0	0	70	0	0	0	0	0	70
ALA INFERIORE	spess	2,6	3,2	3,5	4,0	3,5	3,5	2,8	3,7	3,7	4,0
	largh	80	80	90	90	90	90	80	90	90	90
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,3
	largh	0	0	0	80	0	0	0	0	0	80
ANIMA	spess	1,6	1,4	1,8	2,0	1,8	1,8	1,4	1,8	1,8	2,0
PREDALLE	spess	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
SOLETTA	spess	33	33	33	33	33	33	33	33	33	33
SOLETTA COLLAB.	spess	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
	largh	430,0	448,6	462,9	470,0	477,6	477,6	485,3	492,9	492,9	500,5
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	775	773	1.009	1.590	1.009	1.009	742	1.050	1.050	1.612
	y _i (cm)	120	112	118	116	118	118	117	119	119	117
	J _x (cm ⁴)	7.800.130	8.155.012	10.793.230	18.571.029	10.793.230	10.793.230	7.763.463	11.411.621	11.411.621	18.879.390
	J _y (cm ⁴)	182.475	208.048	349.277	624.674	349.277	349.277	190.981	374.226	374.226	634.657
	J _{torc} (cm ⁴)	3.943.485	3.914.469	3.966.352	3.984.838	3.966.352	3.966.352	3.914.469	3.966.352	3.966.352	3.984.838
SOLETTA COLLAB. 16,85 Fase 2a	A (cm ²)	1.489	1.518	1.778	2.371	1.803	1.803	1.548	1.869	1.869	2.443
	y _i (cm)	191	189	183	167	184	184	196	185	185	169
	J _x (cm ⁴)	16.125.386	17.521.647	20.808.888	30.805.105	20.987.615	20.987.615	16.748.641	21.838.665	21.838.665	31.604.066
	J _y (cm ⁴)	11.192.347	12.709.333	14.084.585	15.001.746	15.435.128	15.435.128	16.013.423	16.956.853	16.956.853	17.996.232
	J _{torc} (cm ⁴)	12.101.564	11.871.851	12.286.469	12.438.513	12.286.469	12.286.469	11.871.851	12.286.469	12.286.469	12.438.513
SOLETTA COLLAB. 6,24 Fase 3	A (cm ²)	2.704	2.786	3.086	3.699	3.152	3.152	2.919	3.262	3.262	3.858
	y _i (cm)	226	226	220	203	221	221	230	221	221	206
	J _x (cm ⁴)	20.237.863	22.000.530	26.434.051	39.797.501	26.595.970	26.595.970	20.696.818	27.607.841	27.607.841	40.697.839
	J _y (cm ⁴)	29.912.657	33.965.526	37.439.012	39.447.377	41.085.911	41.085.911	42.916.646	45.152.634	45.152.634	47.516.475
	J _{torc} (cm ⁴)	13.414.655	13.129.645	13.645.030	13.835.107	13.645.030	13.645.030	13.129.645	13.645.030	13.645.030	13.835.107
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 e-04 N)	608	634	654	664	675	675	686	697	697	707
	M (10 e-04 Nm)	260	276	323	436	327	327	265	337	337	449
	Δt/h	6,1	6,0	5,8	5,2	5,8	5,8	6,1	5,8	5,8	5,3
SOLETTA COLLAB. 20,7 Fase 2c	A (cm ²)	1.356	1.380	1.635	2.226	1.655	1.655	1.398	1.717	1.717	2.289
	y _i (cm)	184	181	176	160	177	177	188	177	177	162
	J _x (cm ⁴)	15.237.188	16.541.682	19.655.846	29.176.795	19.827.933	19.827.933	15.857.535	20.648.630	20.648.630	29.934.445
	J _y (cm ⁴)	9.144.617	10.384.215	11.529.951	12.327.750	12.629.306	12.629.306	13.070.602	13.872.645	13.872.645	14.767.147
	J _{torc} (cm ⁴)	11.707.325	11.492.485	11.880.058	12.021.958	11.880.058	11.880.058	11.492.485	11.880.058	11.880.058	12.021.958
SOLETTA COLLAB. 14,94 Fase 2b 2.68E-04	A (cm ²)	1.581	1.614	1.876	2.471	1.904	1.904	1.651	1.974	1.974	2.550
	y _i (cm)	196	194	188	171	189	189	201	189	189	173
	J _x (cm ⁴)	16.650.145	18.098.500	21.500.322	31.813.997	21.681.342	21.681.342	17.268.310	22.551.025	22.551.025	32.634.948
	J _y (cm ⁴)	12.599.901	14.307.557	15.840.572	16.839.779	17.363.775	17.363.775	18.036.238	19.076.855	19.076.855	20.215.818
	J _{torc} (cm ⁴)	12.309.088	12.071.292	12.500.618	12.658.188	12.500.618	12.500.618	12.071.292	12.500.618	12.500.618	12.658.188
	N _{r,tot} (kg)	4,5315E+05	4,7275E+05	4,8782E+05	4,9530E+05	5,0331E+05	5,0331E+05	5,1137E+05	5,1944E+05	5,1944E+05	5,2744E+05
	κ	9,4802E-07	9,3364E-07	8,7779E-07	7,2765E-07	8,8511E-07	8,8511E-07	9,6316E-07	8,7612E-07	8,7612E-07	7,3933E-07
Δt/h	-9,5	-9,3	-8,8	-7,3	-8,9	-8,9	-9,6	-8,8	-8,8	-7,4	
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)				5,0	5,0				5,0	5,0
	φ sup (cm)				2,00	1,80				1,80	2,00
	n° sup				47,00	23,88				24,65	50,05
	φ inf (cm)				2,00	1,80				1,80	2,00
	n° inf				47,00	23,88				24,65	50,05
	A (cm ²)				1.886	1.130				1.175	1.926
	J _x (cm ⁴)				20.836.276	11.819.364				12.487.971	21.299.842

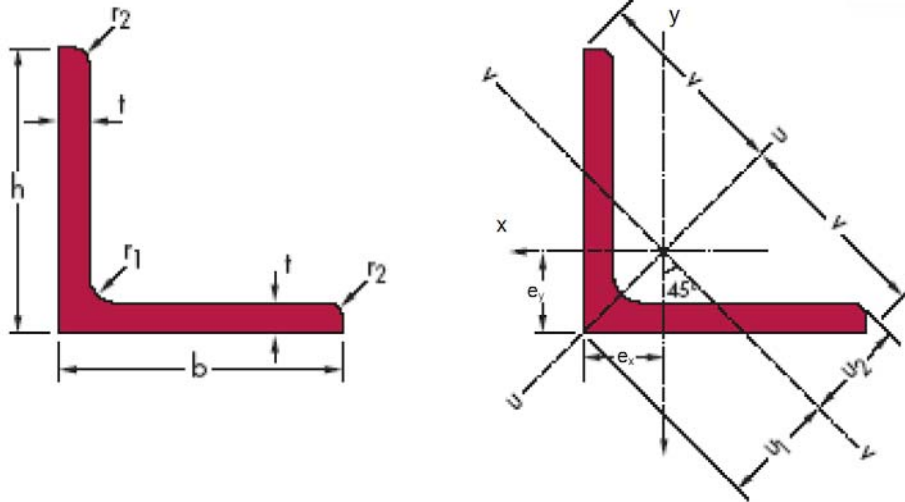
Viadotto Rampa di uscita - Viadotto "A" – Relazione di calcolo impalcato e soletta

ALLINEAMENTI 1-2		C9 NEG	C9	C10	C11	C11 NEG	C12	C13	C14	C15
Modello	H(cm)	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0	250,0
ALA SUPERIORE	spess	3,2	3,2	2,5	3,4	3,4	4,0	3,8	2,8	2,5
	largh	80	80	70	80	80	80	80	70	70
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,8	0,0	0,0	0,0
	largh	0	0	0	0	0	70	0	0	0
ALA INFERIORE	spess	3,7	3,7	3,0	3,8	3,8	4,0	4,0	3,4	2,8
	largh	90	90	80	90	90	90	90	80	80
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	0,0	0,0	0,0
	largh	0	0	0	0	0	80	0	0	0
ANIMA	spess	1,8	1,8	1,4	1,8	1,8	2,0	1,8	1,4	1,6
PREDALLE	spess	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
SOLETTA	spess	33	33	33	33	33	33	33	33	33
SOLETTA COLLAB.	spess	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
	largh	513,1	513,1	535,8	538,4	538,4	551,0	533,1	497,4	465,8
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	1.027	1.027	757	1.051	1.051	1.734	1.100	809	791
	y _i (cm)	116	116	115	117	117	119	119	114	117
	J _x (cm ⁴)	11.019.711	11.019.711	7.963.652	11.397.097	11.397.097	20.586.327	12.142.925	8.715.718	8.010.762
	J _y (cm ⁴)	361.426	361.426	199.514	376.035	376.035	693.106	405.251	225.156	191.009
	J _{torc} (cm ⁴)	3.966.352	3.966.352	3.914.469	3.966.352	3.966.352	3.984.838	3.966.352	3.914.469	3.943.485
SOLETTA COLLAB. Fase 2a	A (cm ²)	1.879	1.879	1.648	1.946	1.946	2.650	1.986	1.636	1.565
	y _i (cm)	185	185	198	187	187	171	186	192	192
	J _x (cm ⁴)	21.988.497	21.988.497	17.780.810	22.630.737	22.630.737	34.218.484	23.269.911	18.642.173	17.044.194
	J _y (cm ⁴)	19.067.512	19.067.512	21.493.817	21.987.889	21.987.889	23.858.073	21.385.128	17.266.122	14.186.087
	J _{torc} (cm ⁴)	12.286.469	12.286.469	11.871.851	12.286.469	12.286.469	12.438.513	12.286.469	11.871.851	12.101.564
SOLETTA COLLAB. Fase 3	A (cm ²)	3.329	3.329	3.161	3.467	3.467	4.207	3.492	3.041	2.881
	y _i (cm)	222	222	232	223	223	207	222	228	227
	J _x (cm ⁴)	27.805.419	27.805.419	21.854.709	28.490.607	28.490.607	43.834.548	29.296.710	23.201.084	21.321.666
	J _y (cm ⁴)	50.873.854	50.873.854	57.700.956	58.734.969	58.734.969	63.245.940	57.057.642	46.241.227	37.982.206
	J _{torc} (cm ⁴)	13.645.030	13.645.030	13.129.645	13.645.030	13.645.030	13.835.107	13.645.030	13.129.645	13.414.655
GRADIENTE TERMICO 10	N (10 e-04 N)	725	725	757	761	761	779	754	703	658
	M (10 e-04 Nm)	342	342	280	351	351	483	356	291	274
	Δt/h	5,9	5,9	6,1	5,9	5,9	5,2	5,8	6,0	6,1
SOLETTA COLLAB. Fase 2c	A (cm ²)	1.721	1.721	1.482	1.779	1.779	2.480	1.821	1.482	1.421
	y _i (cm)	178	178	190	179	179	164	178	184	185
	J _x (cm ⁴)	20.767.138	20.767.138	16.842.481	21.392.108	21.392.108	32.441.757	22.015.619	17.629.480	16.105.073
	J _y (cm ⁴)	15.588.361	15.588.361	17.533.282	17.968.293	17.968.293	19.549.613	17.483.073	14.096.667	11.583.137
	J _{torc} (cm ⁴)	11.880.058	11.880.058	11.492.485	11.880.058	11.880.058	12.021.958	11.880.058	11.492.485	11.707.325
SOLETTA COLLAB. Fase 2b	A (cm ²)	1.988	1.988	1.761	2.060	2.060	2.767	2.099	1.742	1.664
	y _i (cm)	190	190	203	191	191	175	190	197	197
	J _x (cm ⁴)	22.715.995	22.715.995	18.324.663	23.367.115	23.367.115	35.313.728	24.018.867	19.235.616	17.596.399
	J _y (cm ⁴)	21.458.987	21.458.987	24.216.181	24.750.850	24.750.850	26.819.591	24.067.294	19.444.720	15.975.284
	J _{torc} (cm ⁴)	12.500.618	12.500.618	12.071.292	12.500.618	12.500.618	12.658.188	12.500.618	12.071.292	12.309.088
	N _{r,tot} (kg)	5,4072E+05	5,4072E+05	5,6459E+05	5,6738E+05	5,6738E+05	5,8066E+05	5,6180E+05	5,2418E+05	4,9088E+05
	κ	8,9586E-07	8,9586E-07	9,7414E-07	8,9704E-07	8,9704E-07	7,3861E-07	8,7662E-07	9,3699E-07	9,5672E-07
	Δt/h	-9,0	-9,0	-9,7	-9,0	-9,0	-7,4	-8,8	-9,4	-9,6
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)	5,0				5,0	5,0			
	φ sup (cm)	1,80				1,80	2,00			
	n° sup	25,66				26,92	55,10			
	φ inf (cm)	1,80				1,80	2,00			
	n° inf	25,66				26,92	55,10			
	A (cm ²)	1.157				1.188	2.080			
	y _i (cm)	105				106	102			
	J _x (cm ⁴)	12.067.865				12.514.673	23.322.794			

4.4.2 Traversi

4.4.2.1 Traverso di campata tipo DC1

Il traverso di campata tipo DC1 è composto da 2 elementi angolari tipo L 140 x 13 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 140 x 13 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L120 x 12.



Caratteristiche geometriche dei profilati singoli:

Profilo	DIMENSIONI					Peso G	Sez. A	Cl.	Baric $e_x=e_y$	Valori statici relativi agli assi yy-zz		
	h	b	t	r_1	r_2					$J_x=J_y$	$W_x=W_y$	$\rho_x=\rho_y$
	mm	mm	mm	mm	mm					cm ⁴	cm ³	cm
L 120x12	120	120	12	13	6,5	21,6	27,54	2	3,40	367,7	42,73	3,65
L 140x13	140	140	13	15	7,5	27,4	34,96	4	3,92	638,5	63,37	4,27

La configurazione finale del traverso di campata tipo DC1 è la seguente:

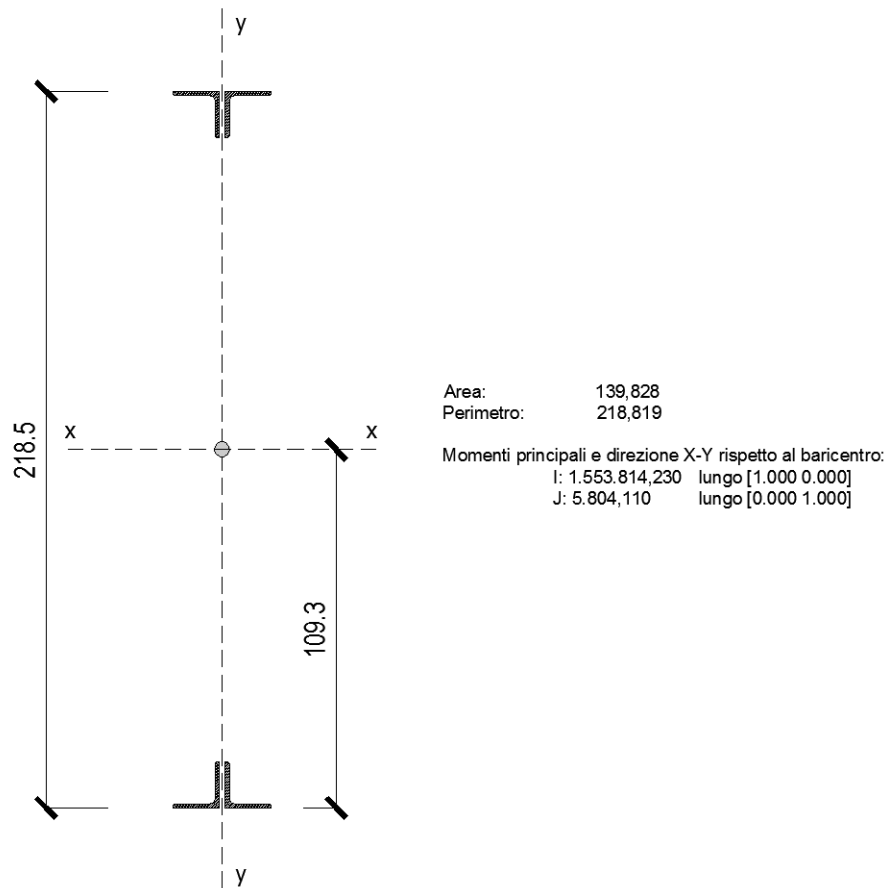


Figura 3 – Sezione traverso di campata tipo DC1

Area

$$A = 4 \cdot 34,96 = 139,83 \text{ cm}^2$$

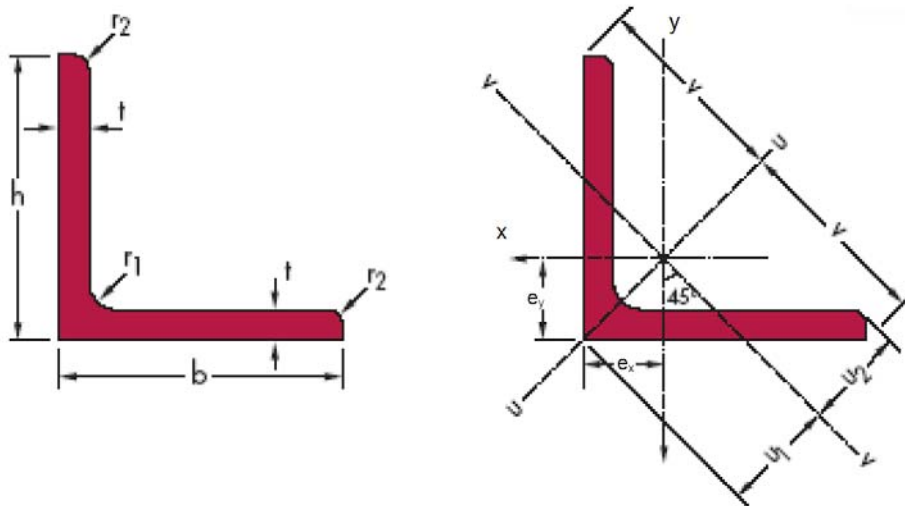
Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 4 \cdot [638,50 + 34,96 \cdot (109,30 - 3,92)^2] = 1.553.814 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = 4 \cdot [638,50 + 34,96 \cdot (3,92 + 0,90)^2] = 5.804 \text{ cm}^4$$

4.4.2.2 Traverso di campata tipo DC2

Il traverso di campata tipo DC2 è composto da 2 elementi angolari tipo L 180 x 15 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 180 x 15 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L150 x 15.



Caratteristiche geometriche dei profilati singoli:

Profilo	DIMENSIONI					Peso G	Sez. A	Cl.	Baric $e_x=e_y$	Valori statici relativi agli assi yy-zz		
	h	b	t	r_1	r_2					$J_x=J_y$	$W_x=W_y$	$\rho_x=\rho_y$
	mm	mm	mm	mm	mm					cm ⁴	cm ³	cm
L 150x15	150	150	15	16	8,0	33,8	43,02	2	4,25	898,1	83,52	4,57
L 180x15	180	180	15	18	9,0	40,9	52,10	4	4,98	1.589	122,0	5,52

La configurazione finale del traverso di campata tipo DC2 è la seguente:

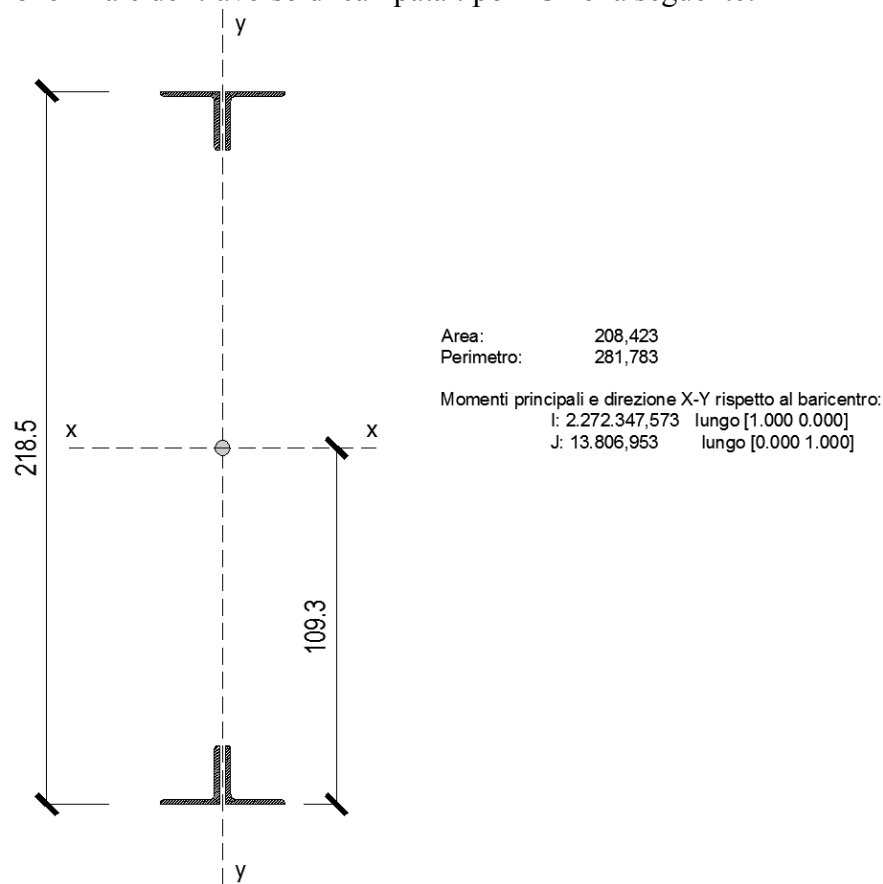


Figura 4 – Sezione traverso di campata tipo DC2

Area

$$A = 4 \cdot 52,10 = 208,423 \text{ cm}^2$$

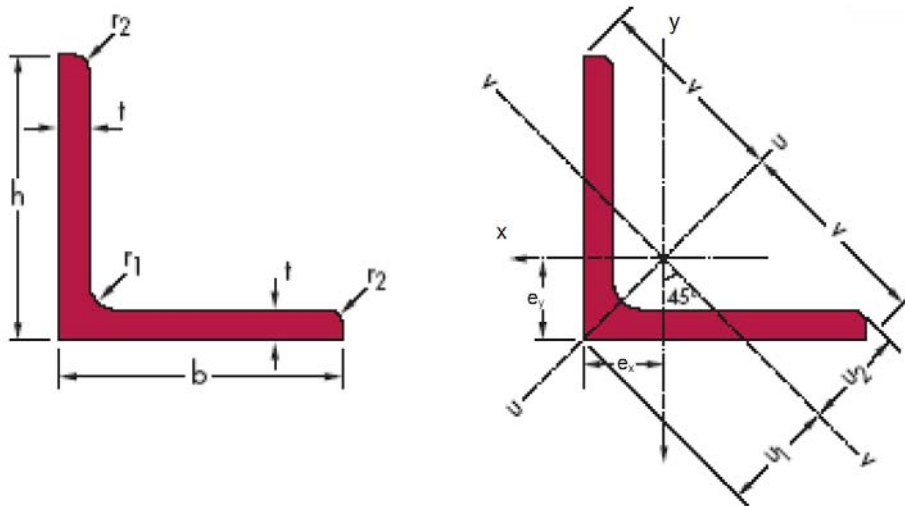
Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 4 \cdot [1.589,00 + 51,10 \cdot (109,30 - 4,98)^2] = 2.272.348 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = 4 \cdot [1.589,00 + 51,10 \cdot (4,98 + 1,00)^2] = 13.807 \text{ cm}^4$$

4.4.2.3 Traverso di pile e spalle

I traversi di pile e spalle sono composti da 2 elementi angolari tipo L 200 x 18 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 200 x 18 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L180 x 15.



Caratteristiche geometriche dei profilati singoli:

Profilo	DIMENSIONI					Peso G	Sez. A	Cl.	Baric $e_x=e_y$	Valori statici relativi agli assi yy-zz		
	h	b	t	r_1	r_2					$J_x=J_y$	$W_x=W_y$	$\rho_x=\rho_y$
	mm	mm	mm	mm	mm	kg/m	cm ²		cm	cm ⁴	cm ³	cm
L 200x18	200	200	18	18	9,0	54,3	69,10	4	5,60	2.600	180,6	6,13
L 180x15	180	180	15	18	9,0	40,9	52,10	4	4,98	1.589	122,0	5,52

La configurazione finale dei traversi di pile e spalle è la seguente:

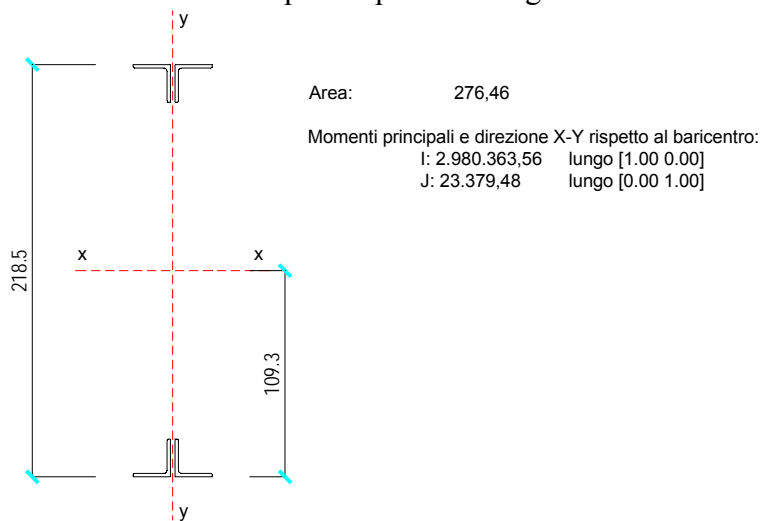


Figura 5 – Sezione traversi di pile e spalle

Area

$$A = 4 \cdot 69,10 = 276,40 \text{ cm}^2$$

Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 4 \cdot [2.600,00 + 69,10 \cdot (109,30 - 5,60)^2] = 2.980.364 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = 4 \cdot [2.600,00 + 69,10 \cdot (5,60 + 1,25)^2] = 23.379 \text{ cm}^4$$

4.4.3 Inerzia torsionale

In prima fase, per peso proprio acciaio e soletta la rigidità torsionale dell'impalcato viene valutata considerando una sezione a cassone costituita lateralmente dalle travi longitudinali e superiormente ed inferiormente dalla controventatura.

In seconda fase, per carichi permanenti, accidentali e ritiro, l'impalcato si comporta come una sezione a cassone; il cassone risulta costituito lateralmente dalle travi longitudinali, inferiormente dalla controventatura e superiormente dalla soletta, con conseguente aumento della circuitazione e dell'inerzia torsionale.

Lo spessore di piastra equivalente ai controventi è definito come:

$$t^* = 2 \cdot \frac{E}{G} \cdot A \cdot a / b^2 \cdot \sin^3 \alpha$$

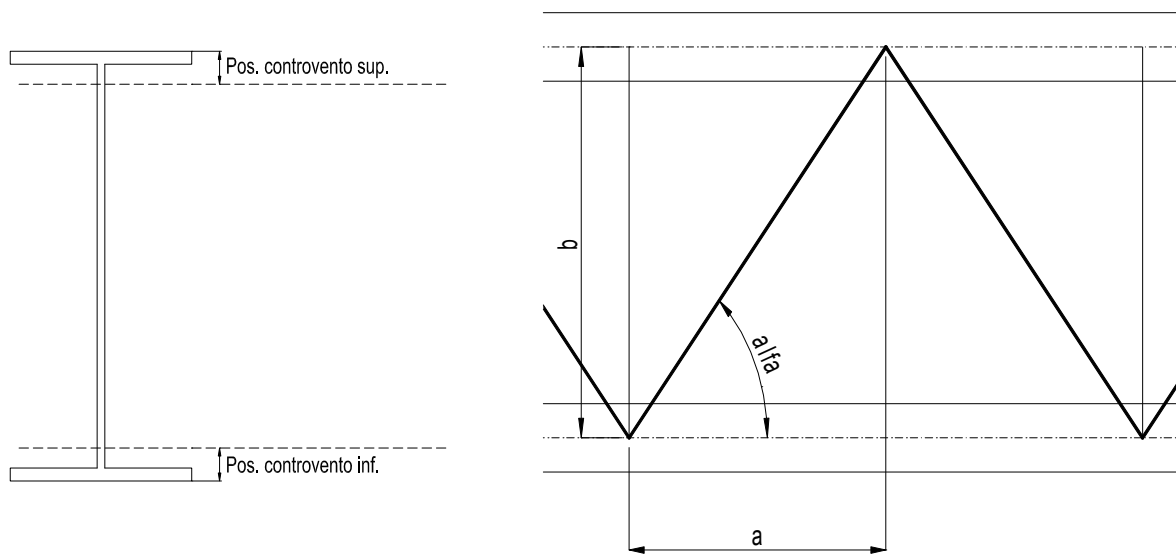


Figura 6 – Schematizzazione campo controventato

dove:

a, b dimensioni campo controventato

A area di un controvento

α angolazione controvento rispetto all'asse longitudinale della trave

Di seguito si riporta un esempio del calcolo dell'inerzia torsionale valido per il concio C1.

4.4.3.1 Concio C1**Controventi superiori - 2L 120 x 10**

Dimensioni campo: $a = 457 \text{ cm}$ $b = 500 \text{ cm}$

Area 2L: $A = 46,40 \text{ cm}^2$

Spessore equivalente: $t^* = 2 \cdot \frac{E}{E/2,6} \cdot 46,40 \cdot \frac{457}{500^2} \cdot \text{sen}^3 \left(\arctg \frac{500}{457} \right) = 0,177 \text{ cm}$

Controventi inferiori - 2L 150 x 15

Dimensioni campo: $a = 457 \text{ cm}$ $b = 500 \text{ cm}$

Area: $A = 86,00 \text{ cm}^2$

Spessore equivalente: $t^* = 2 \cdot \frac{E}{E/2,6} \cdot 86,00 \cdot \frac{490}{500^2} \cdot \text{sen}^3 \left(\arctg \frac{500}{457} \right) = 0,329 \text{ cm}$

Prima fase

$h_{eq} = 250 - 30 - 30 = 190 \text{ cm}$

$\Omega = 500 \cdot 190 = 95.000 \text{ cm}^2$ $\int \frac{dt}{s} = \frac{500}{0,177} + \frac{500}{0,329} + \frac{190 \cdot 2}{1,6} = 4.582$

$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 95.000^2}{4.582} = 7.878.457 \text{ cm}^4$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

Pertanto $J_{T, trave} = \frac{J_T}{2} = \frac{7.878.457}{2} = 3.939.228 \text{ cm}^4$

$n=16,85$ – Fase 2a

$t_{eq} = (33 - 5) / 16,85 = 1,662 \text{ cm}$ $h_{eq} = \frac{1,662}{2} + 250 - 30 + 5 = 225,83 \text{ cm}$

$\Omega = 500 \cdot 225,83 = 112.915,43 \text{ cm}^2$ $\int \frac{dt}{s} = \frac{500}{1,662} + \frac{500}{0,329} + \frac{225,83 \cdot 2}{1,60} = 2.102,89$

$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 112.915,43^2}{2.102,89} = 24.252.176 \text{ cm}^4$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

Pertanto $J_{T, trave} = \frac{J_T}{2} = \frac{24.252.176}{2} = 12.126.088 \text{ cm}^4$

$n=6,24$ – Fase 3

$$t_{eq} = (33 - 5) / 6,24 = 4,487 \text{ cm} \quad h_{eq} = \frac{4,487}{2} + 250 - 30 + 5 = 227,24 \text{ cm}$$

$$\Omega = 500 \cdot 227,24 = 113.621,79 \text{ cm}^2 \quad \int \frac{dt}{s} = \frac{500}{4,487} + \frac{500}{0,329} + \frac{227,24 \cdot 2}{1,60} = 1.915,23$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 113.621,79^2}{1.915,23} = 26.962.634 \text{ cm}^4$$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

Pertanto $J_{T, trave} = \frac{J_T}{2} = \frac{26.962.634}{2} = 13.481.317 \text{ cm}^4$

n=14,94 – Fase 2b

$$t_{eq} = (33 - 5) / 14,94 = 1,874 \text{ cm} \quad h_{eq} = \frac{1,874}{2} + 250 - 30 + 5 = 225,937 \text{ cm}$$

$$\Omega = 500 \cdot 225,937 = 112.968,50 \text{ cm}^2 \quad \int \frac{dt}{s} = \frac{500}{1,874} + \frac{500}{0,329} + \frac{225,937 \cdot 2}{1,60} = 2.068,99$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 112.968,50^2}{2.068,99} = 24.672.680 \text{ cm}^4$$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

Pertanto $J_{T, trave} = \frac{J_T}{2} = \frac{24.672.680}{2} = 12.336.340 \text{ cm}^4$

n=20,71 – Fase 2c

$$t_{eq} = (33 - 5) / 20,71 = 1,352 \text{ cm} \quad h_{eq} = \frac{1,352}{2} + 250 - 30 + 5 = 225,676 \text{ cm}$$

$$\Omega = 500 \cdot 225,676 = 112.838 \text{ cm}^2 \quad \int \frac{dt}{s} = \frac{500}{1,352} + \frac{500}{0,329} + \frac{225,676 \cdot 2}{1,60} = 2.171,67$$

$$J_T = \frac{4 \cdot \Omega^2}{\int \frac{dt}{s}} = \frac{4 \cdot 112.838^2}{2.171,67} = 23.451.793 \text{ cm}^4$$

Il valore di rigidezza torsionale così determinato viene diviso in parti uguali fra le 2 travi longitudinali costituenti il cassone torsiorigido.

Pertanto $J_{T, trave} = \frac{J_T}{2} = \frac{23.451.793}{2} = 11.725.897 \text{ cm}^4$

5. ANALISI DEI CARICHI STATICI

Si procede all'analisi dei carichi caratteristici agenti sull'impalcato e alla relativa ripartizione sulle travi longitudinali in acciaio.

5.1 Impalcato metallico

Il peso dell'impalcato metallico è stato assegnato ad ogni elemento nella modellazione ad elementi finiti imponendo il peso per unità di volume $\gamma_s=78,50 \text{ kN/m}^3$; tali pesi sono poi stati incrementati del 35% per considerare il peso di saldature, irrigidimenti, controventi, piastre, pioli, imbottiture etc.

Si considera la sezione trasversale dell'impalcato, avente una larghezza variabile. Al fine di una modellazione più accurata sono state effettuate quattro ripartizioni, riferite alla mezzzeria di ogni singola campata. In particolare:

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

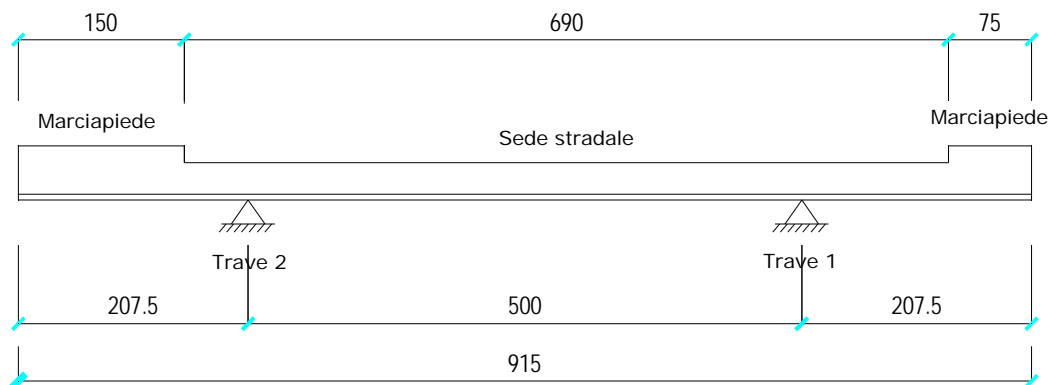


Figura 7 – Sezione trasversale schematizzata su campata da SP1 a UP1

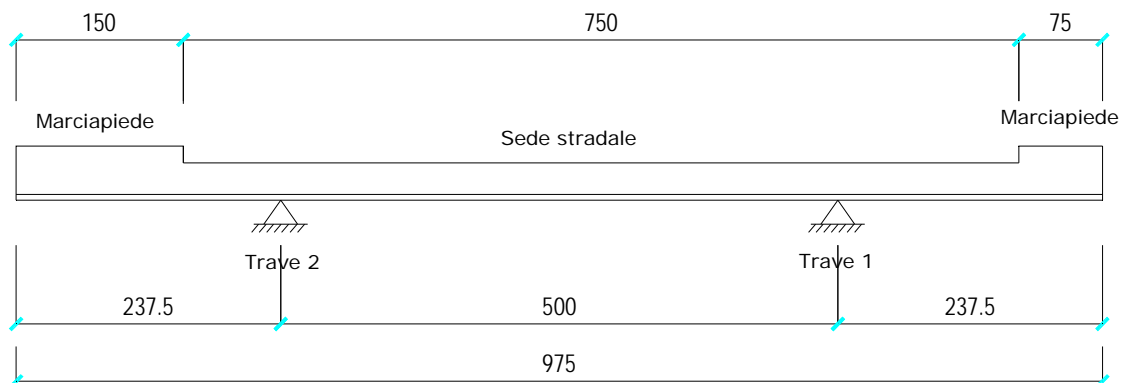


Figura 8 – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP1 a UP2

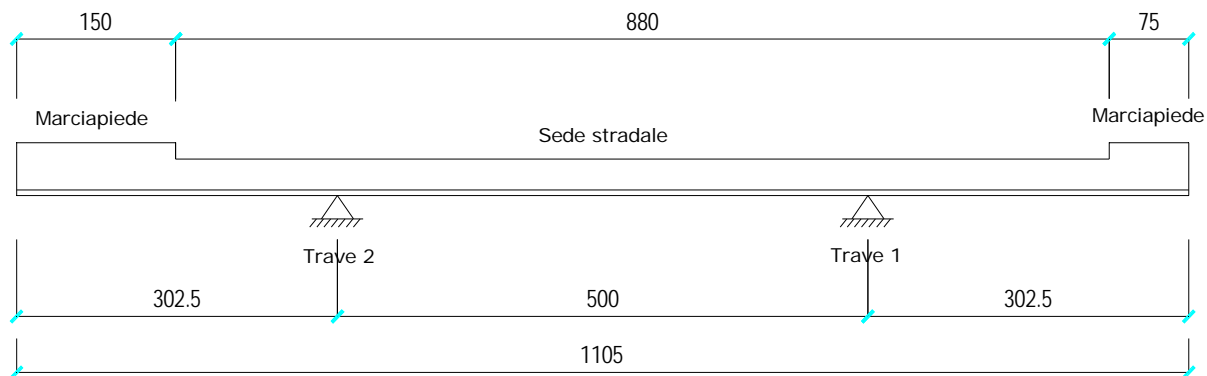


Figura 9 – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP2 a UP3

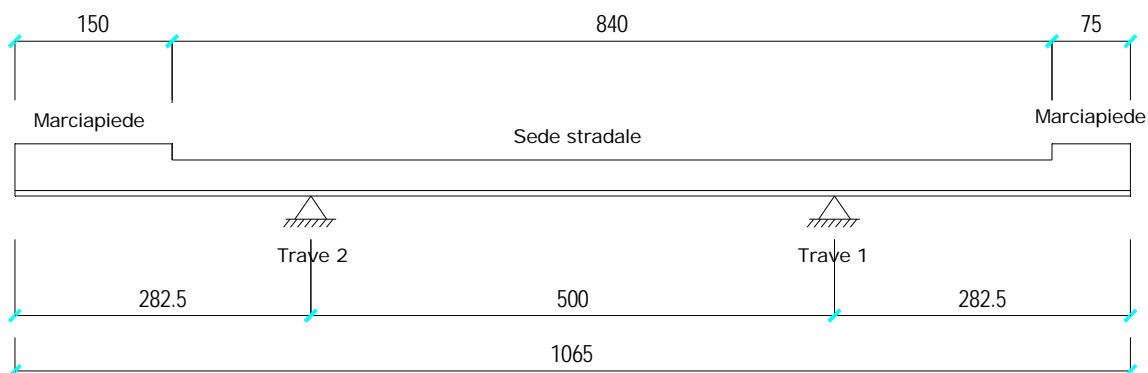


Figura 10 – Sezione trasversale schematizzata su campata da UP3 a UP4

5.2 Soletta in c.a.

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

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

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

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

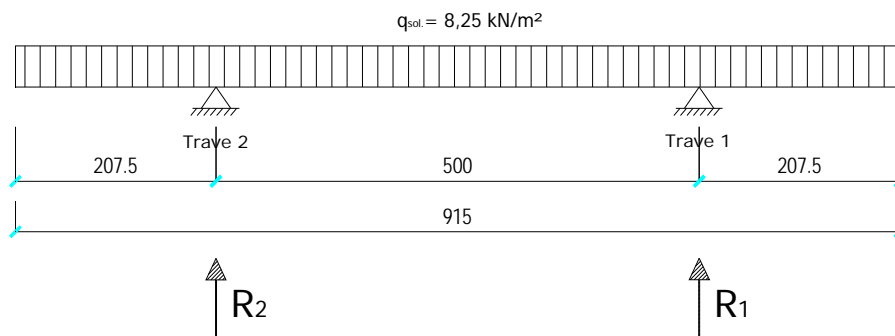


Figura 11 – Ripartizione carichi soletta da SP1 a UP1

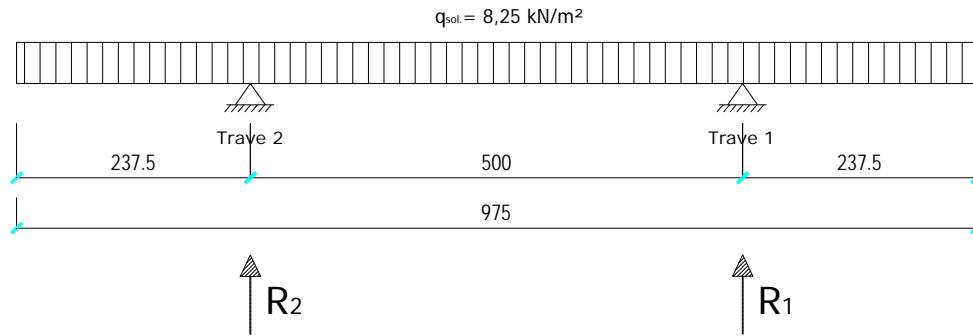


Figura 12 – Ripartizione carichi soletta da UP1 a UP2

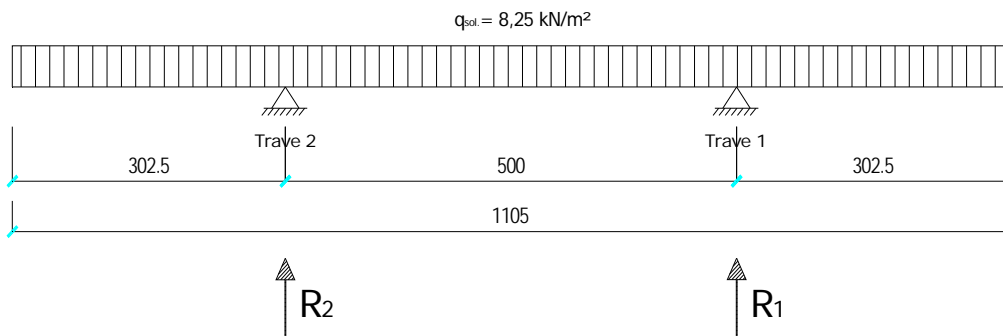


Figura 13 – Ripartizione carichi soletta da UP2 a UP3

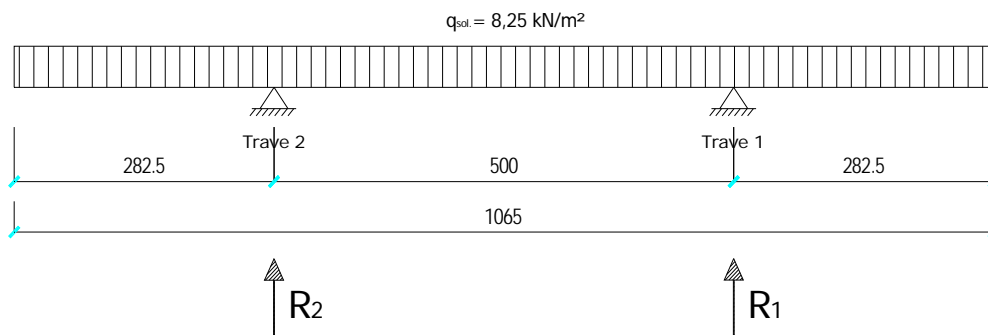


Figura 14 – Ripartizione carichi soletta da UP3 a UP4

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Soletta	L_{sol} [cm]	R_1 [kN/m]	R_2 [kN/m]
Campata da SP1 a UP1	915	37,74	37,74
Campata da UP1 a UP2	975	40,22	40,22
Campata da UP2 a UP3	1.105	45,88	45,88
Campata da UP3 a UP4	1.065	43,93	43,93

5.3 Permanenti

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

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

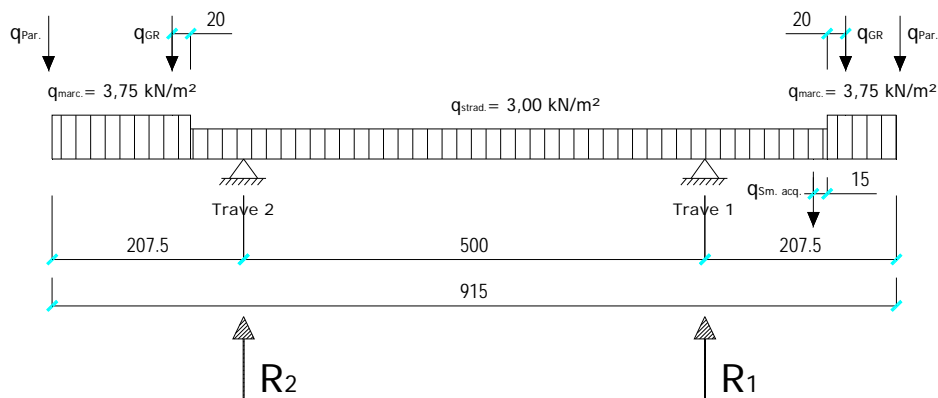


Figura 15 – Ripartizione carichi permanenti da SP1 a UP1

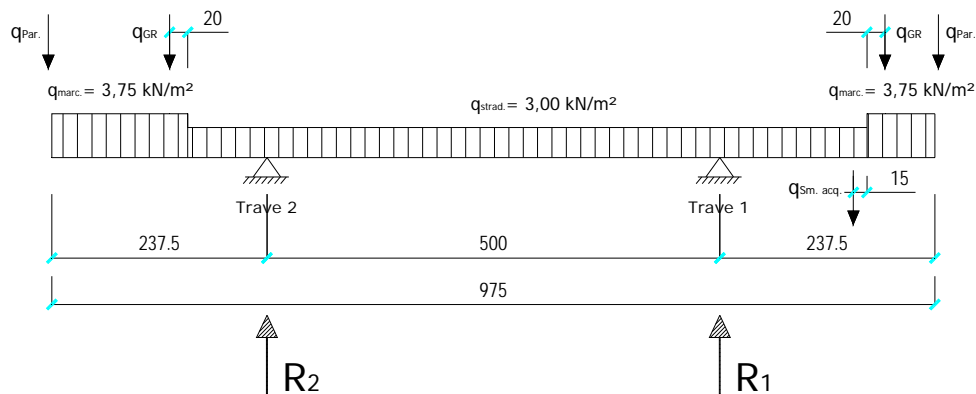


Figura 16 – Ripartizione carichi permanenti da UP1 a UP2

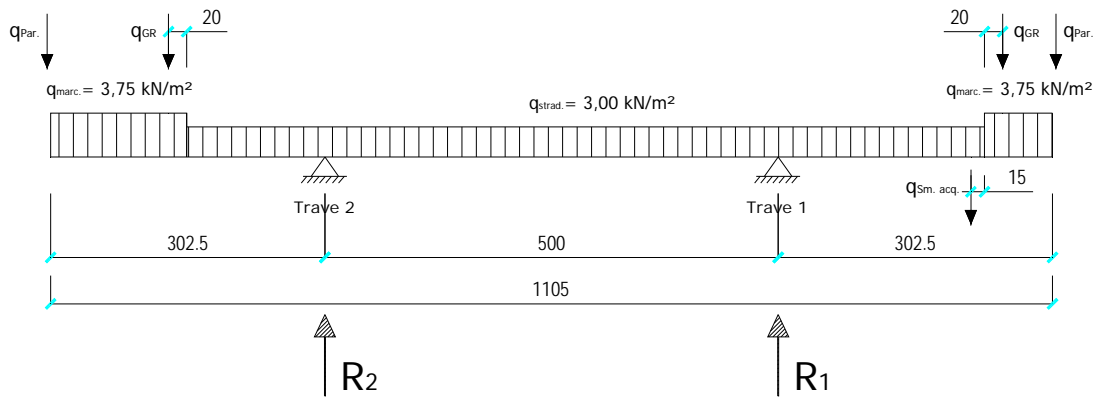


Figura 17 – Ripartizione carichi permanenti da UP2 a UP3

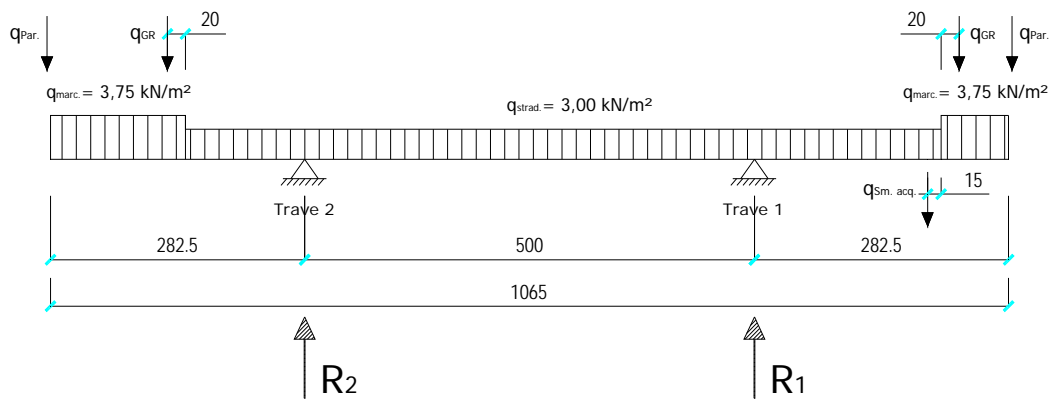


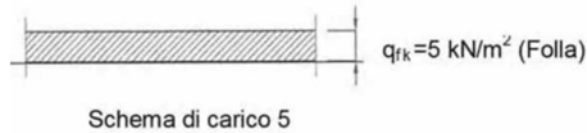
Figura 18 – Ripartizione carichi permanenti da UP3 a UP4

Permanenti	$L_{\text{sol.}}$ [cm]	R_1 [kN/m]	R_2 [kN/m]
Campata da SP1 a UP1	915	18,02	17,61
Campata da UP1 a UP2	975	18,92	18,52
Campata da UP2 a UP3	1.105	20,86	20,48
Campata da UP3 a UP4	1.065	20,26	19,87

5.4 Carico Accidentale

5.4.1 Carico Accidentale folla

Si considerano le seguenti sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile su cui agisce il carico di seguito esplicitato:



Il D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1a categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di combinazione di 2,50 kN/mq, secondo lo schema 5 delle norme.

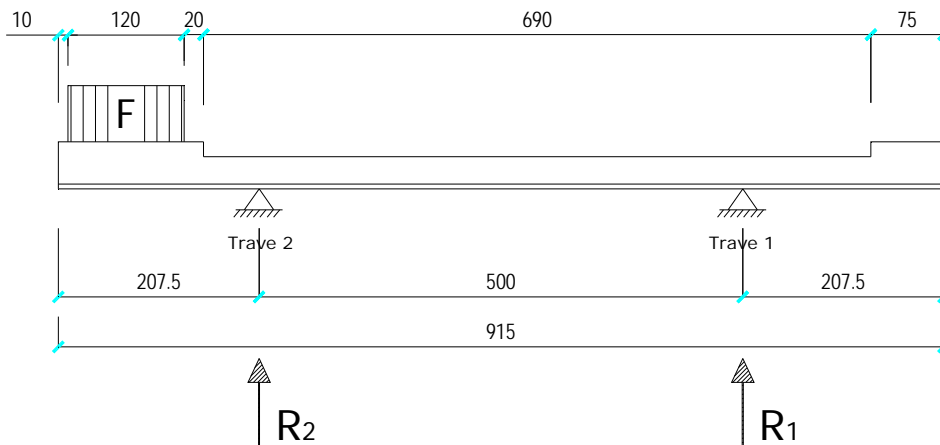


Figura 19 – Ripartizione carichi folla da SP1 a UP1

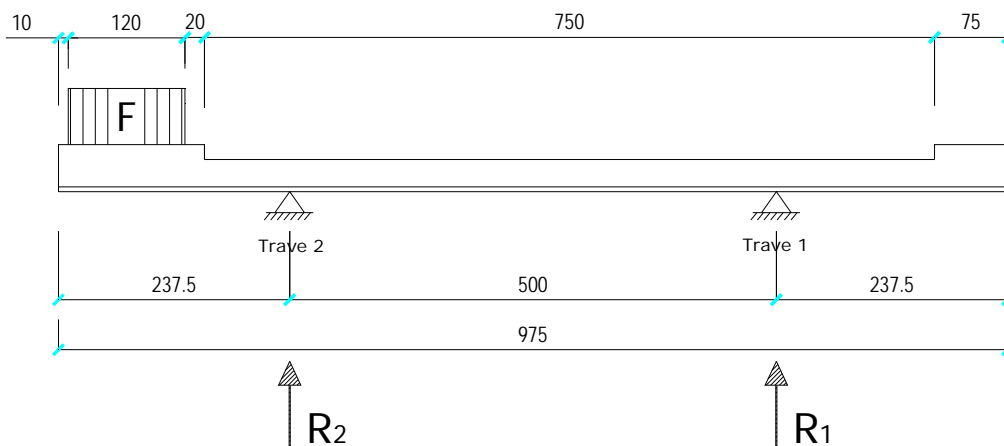


Figura 20 – Ripartizione carichi folla da UP1 a UP2

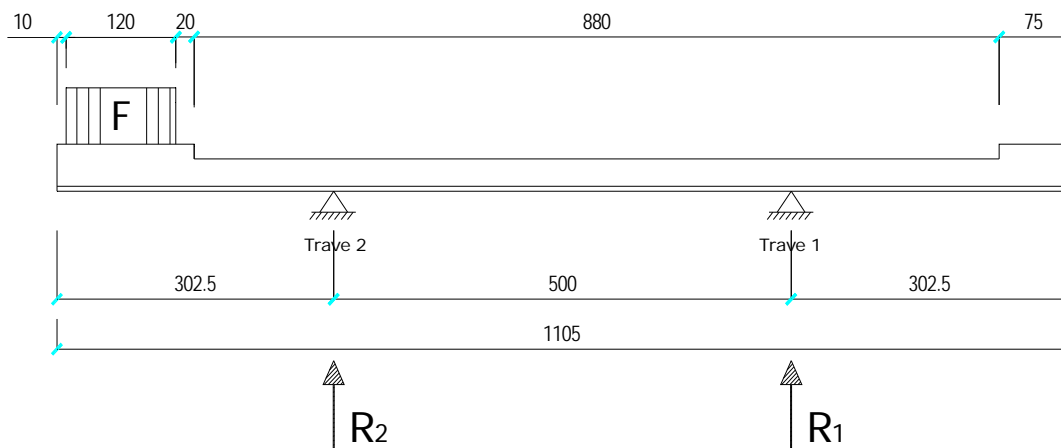


Figura 21 – Ripartizione carichi folla da UP2 a UP3

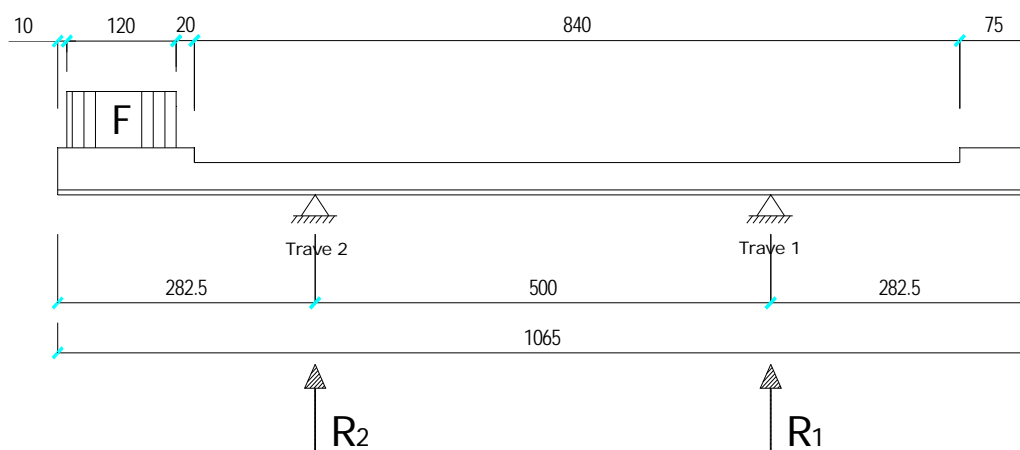


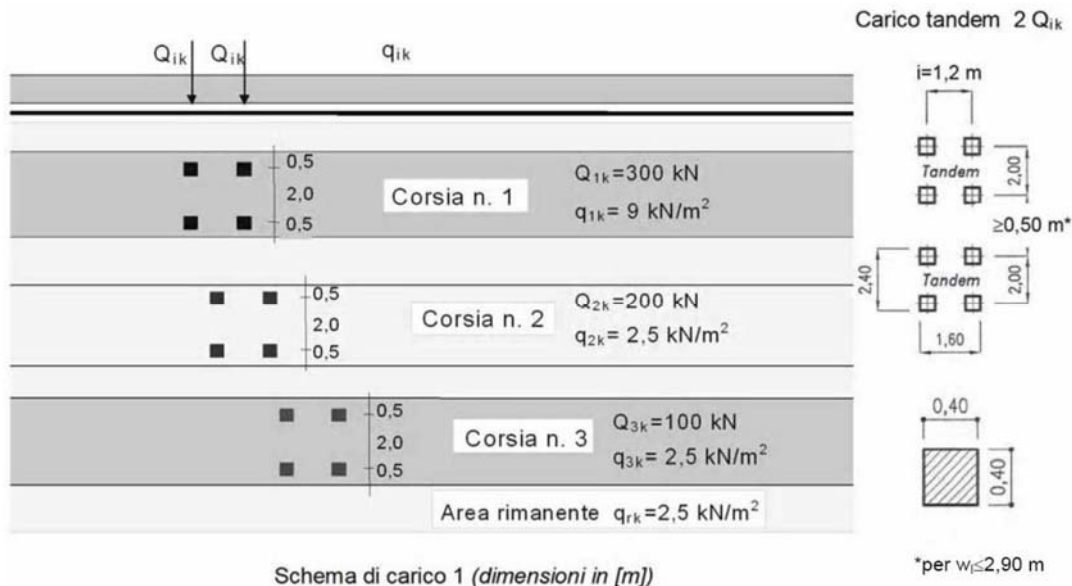
Figura 22 – Ripartizione carichi folla da UP3 a UP4

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Folla	$L_{sol.}$ [cm]	R_1 [kN/m]	R_2 [kN/m]
Campata da SP1 a UP1	915	-0,83	3,83
Campata da UP1 a UP2	975	-1,01	4,01
Campata da UP2 a UP3	1.105	-1,40	4,40
Campata da UP3 a UP4	1.065	-1,28	4,28

5.4.2 Carico Accidentale mezzi

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



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

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

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

5.4.2.1 Condizioni di carico trasversali

Lo schema di calcolo adottato è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta da carichi distribuiti della larghezza di 3,00m, disposti in modo da determinare le condizioni di carico più gravose cioè sull'esterno curva.

Si assume un ideale carico unitario sulle varie corsie; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali. Nel quadro di un accettabile comportamento trasversale della soletta, tali aliquote valgono sia per i carichi distribuiti che concentrati.

Inoltre sono state differenziate due condizioni:

- Condizione 1 carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato trave 1;
- Condizione 2 carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato trave 2.

Si considera a favore di sicurezza la sezione trasversale di larghezza pari a 11,05 m.

Condizione 1 – 1° corsia di carico

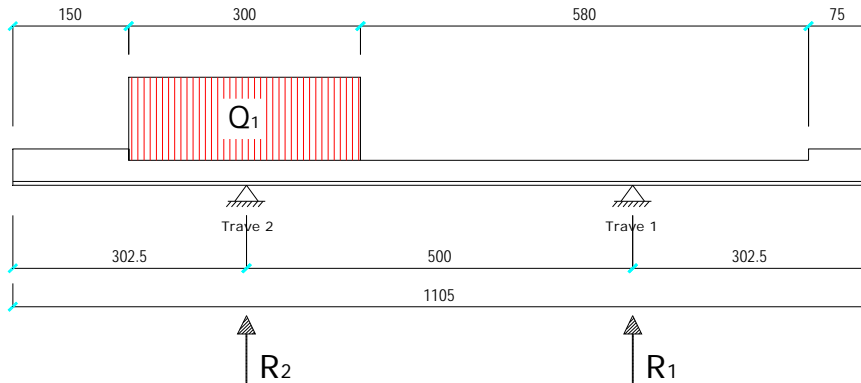


Figura 23 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 1-1	915	0,00	1,00

Condizione 1 – 2° corsia di carico

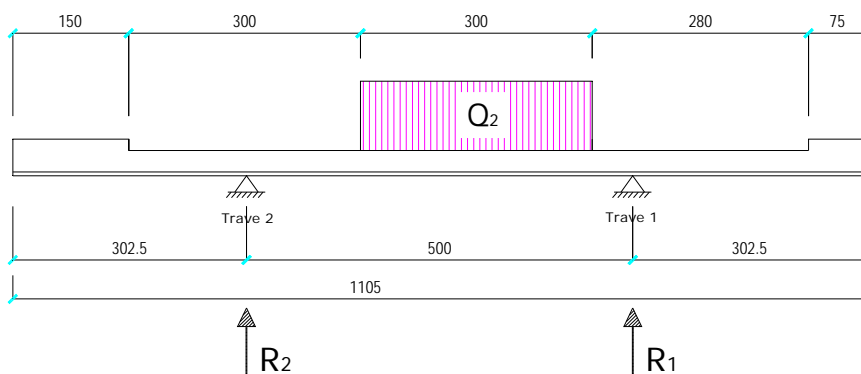


Figura 24 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 2-1	915	0,60	0,40

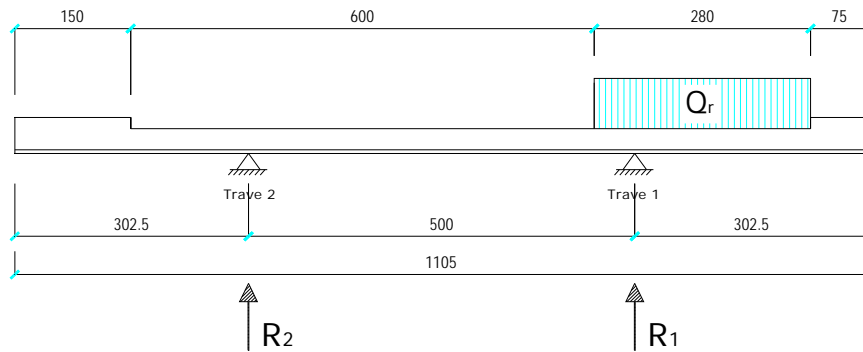
Condizione 1 – Corsia rimanente di carico

Figura 25 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia R

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q R-1	915	1,17	-0,17

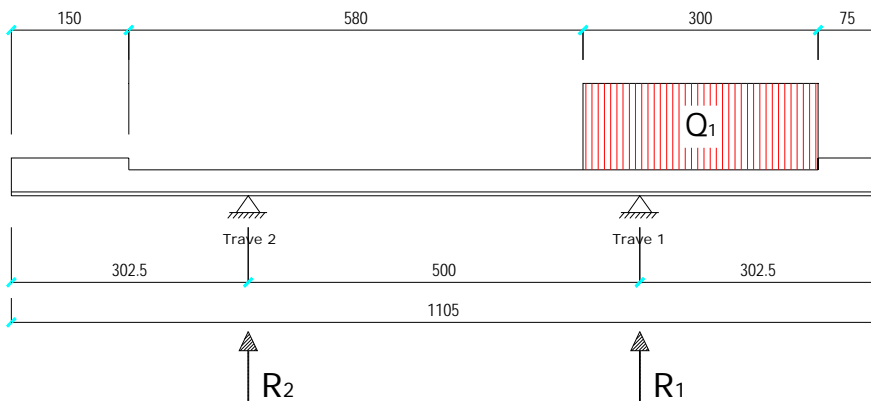
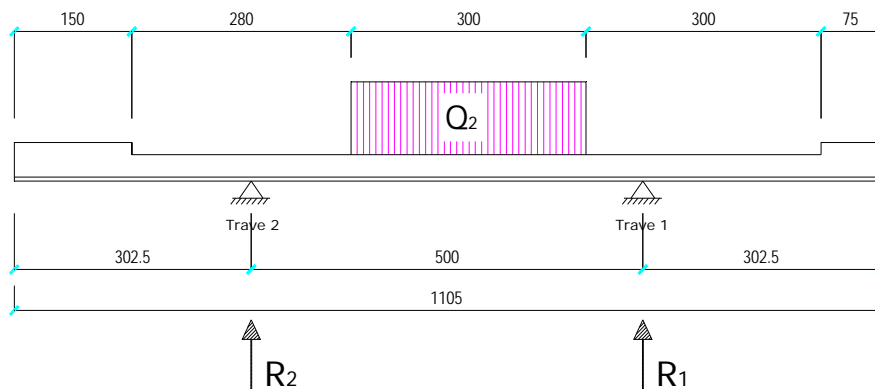
Condizione 2 – 1° corsia di carico

Figura 26 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1

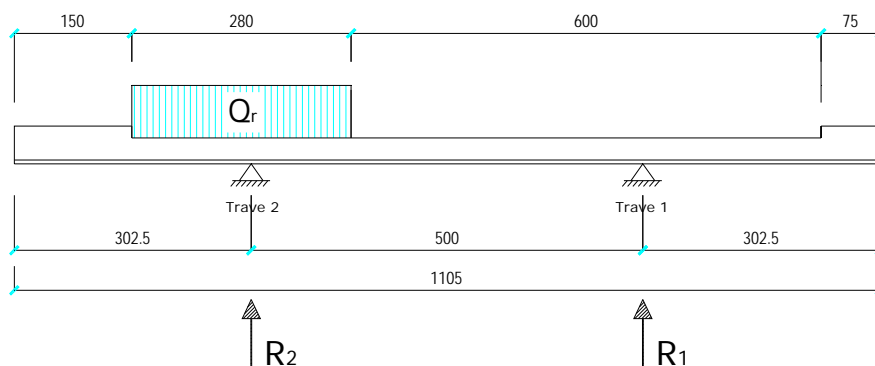
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 1-2	915	1,15	-0,15

Condizione 2 – 2° corsia di carico*Figura 27 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 2*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 2-2	915	0,45	0,55

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico*Figura 28 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia R*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q R-2	915	-0,02	1,02

5.4.2.2 Condizioni di carico longitudinali

I carichi accidentali vengono poi disposti longitudinalmente per completare la schematizzazione a graticcio; essi vengono disposti lungo l'asse delle travi principali in modo da massimizzare le azioni flettenti e di taglio in ogni concio, tenendo conto degli schemi di distribuzione trasversale.

Massimo momento flettente in campata

Per massimizzare il momento flettente positivo in ogni sezione della i -esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dall'appoggio iniziale della campata e facendolo arrivare all'estremo opposto della campata, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del momento flettente.

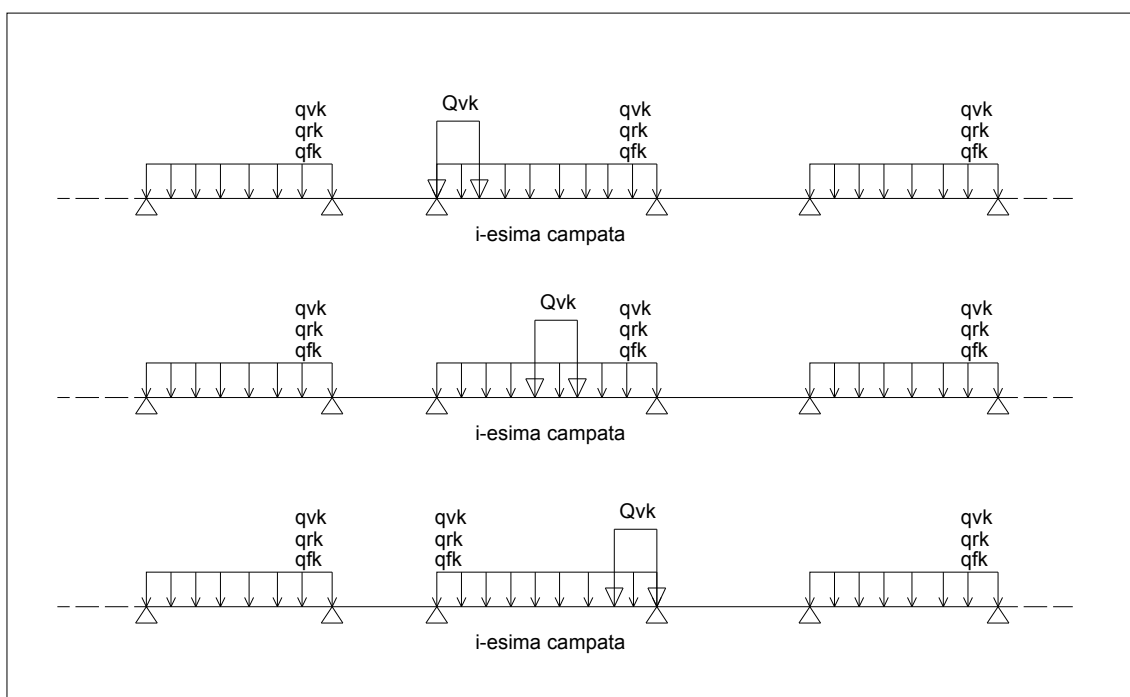


Figura 29 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente positivo in campata

Massimo momento flettente in pila – Massima reazione

Per massimizzare il momento flettente negativo sulla pila della i -esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del momento flettente.

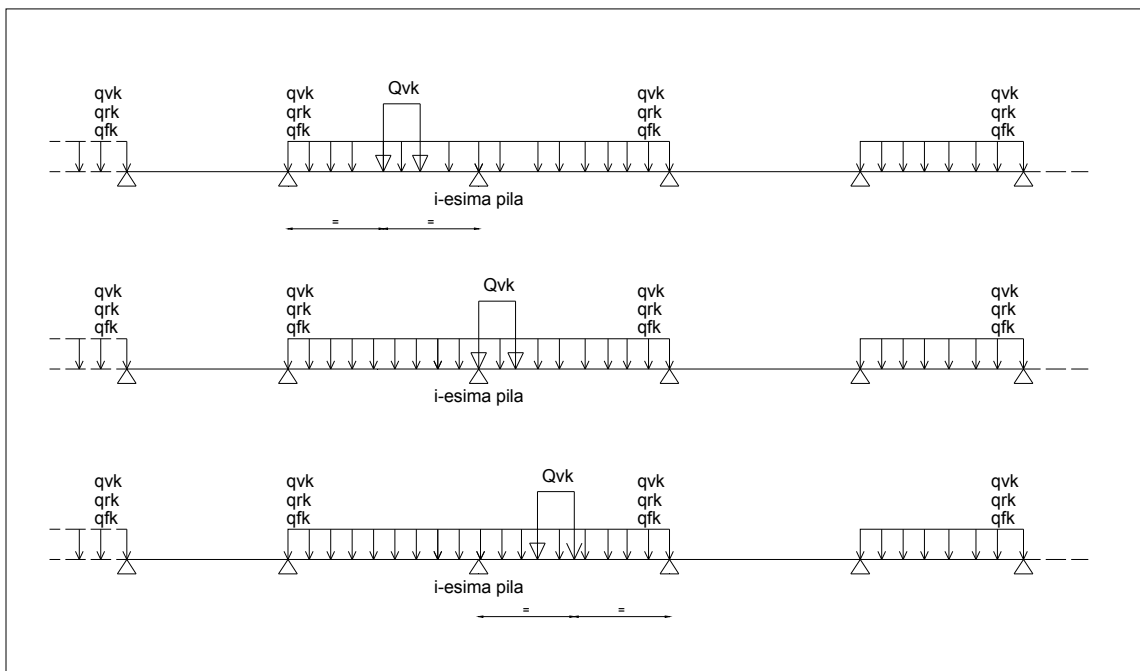


Figura 30 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente negativo in pila

Massimo taglio in campata

Per massimizzare il taglio di ogni sezione trasversale della i -esima campata si fa avanzare il carico Tandem partendo dalla mezzeria della campata precedente e facendolo arrivare alla mezzeria della campata successiva, così come illustrato nel grafico sottostante. Le rimanenti campate sono caricate con i carichi distribuiti frazionabili seguendo l'andamento della linea di influenza del taglio.

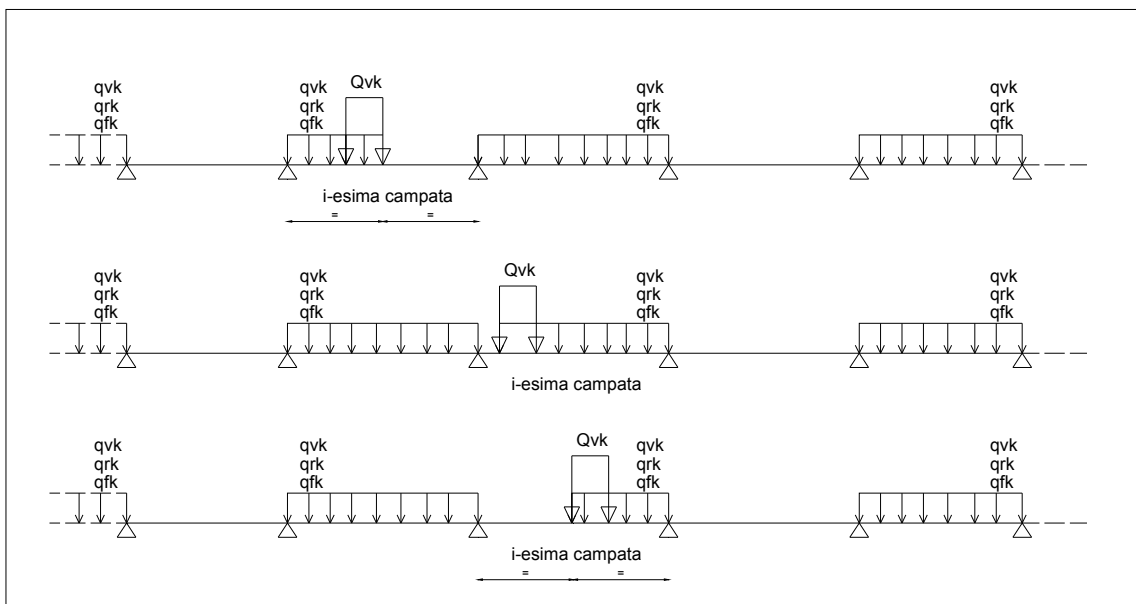
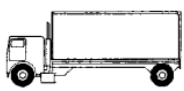


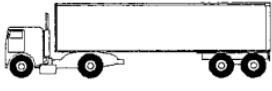



Figura 31 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio

5.4.3 Carico Accidentale mezzi a fatica

Le verifiche a fatica sono state condotte applicando il modello di carico a fatica numero 2 come definito nella tabella 5.1.VII al paragrafo 5.1.4.3 del D.M. 14 gennaio 2008 per cui si ha:

Tabella 5.1.VII – Modello di carico a fatica n. 2 – veicoli frequenti

1		2	3	4
SAGOMA dell' AUTOCARRO		Distanza tra gli assali (m)	Carico frequente per assale (kN)	Tipo di ruota (Tab. 5.1.IX)
		4,5	90	A
			190	B
		4,20	80	A
		1,30	140	B
			140	B
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
			120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	140	B
		140	B	
		4,80	90	A
		3,60	180	B
		4,40	120	C
		1,30	110	C
			110	C

La percentuale di veicoli da considerare per la determinazione degli spettri di carico sono pari al 40% del primo veicolo, al 10% del secondo veicolo, al 30% del terzo veicolo, al 15% del quarto veicolo e al 5% del quinto veicolo. Tali mezzi si considerano presenti contemporaneamente sulla corsia più lenta per ogni senso di marcia.

Le verifiche a fatica vengono effettuate con il metodo dei coefficienti λ , associato all'impiego del treno di carico a fatica numero 2, secondo le istruzioni del D.M. 14/01/2008 al cap. 4.2.4.1.4.6.3 che riprendono le indicazioni dell'Eurocodice 3.

Il metodo consente di valutare l'oscillazione di sforzo in un dato dettaglio strutturale sulla base del singolo transito di uno specifico modello di carico, opportunamente calibrato mediante l'applicazione dei fattori equivalenti di danno, in modo da fornire il medesimo impatto del traffico reale.

Si ha pertanto:

$$\Delta\sigma_p = |\sigma_{p,\max} - \sigma_{p,\min}| \quad \text{ampiezza escursione tensioni}$$

$$\Delta\sigma_{E,2} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_p \quad \text{ampiezza equivalente allo spettro di danneggiamento per } 2 \times 10^6 \text{ cicli}$$

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4 \quad \text{fattore equivalente di danno}$$

La verifica viene condotta con la seguente disuguaglianza:

$$\gamma_{FF} \cdot \Delta\sigma_{E,2} \leq \Delta\sigma_p / \gamma_{Mf}$$

In ottemperanza a quanto previsto al cap. C4.2.4.1.4 delle istruzioni al DM 14/01/2008 si pone:

$$\gamma_{FF} = 1$$

$$\gamma_{Mf} = 1,35 \quad \text{considerando che le conseguenze della rottura per fatica siano significative.}$$

Il valore dei coefficienti λ_1 , λ_2 , λ_3 , λ_4 viene determinato secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9 e EN 1994-2 cap. 6.8.6.2 rispettivamente per i dettagli di carpenteria e per le piolature (in quest'ultimo caso i coefficienti λ verranno indicati con il pedice aggiuntivo "v"). Per l'individuazione delle caratteristiche distintive la tipologia di traffico ed il modello di carico, si fa riferimento al DM 14/01/2008 al cap. 5, equivalente a EN 1991-2 cap. 4.6.

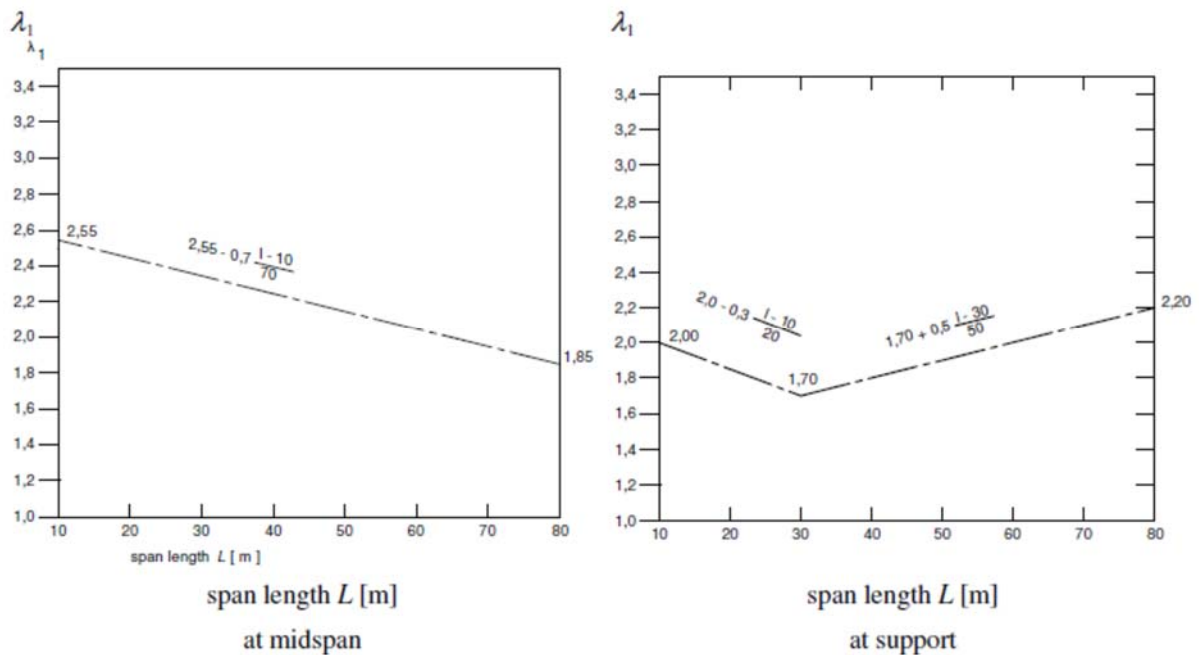
Con riferimento alla tabella seguente, tratta dal DM 14/01/2008, o indifferentemente da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), la strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2 (Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità).

Table 4.5(n) - Indicative number of heavy vehicles expected per year and per slow lane

Traffic categories		N_{obs} per year and per slow lane
1	Roads and motorways with 2 or more lanes per direction with high flow rates of lorries	$2,0 \times 10^6$
2	Roads and motorways with medium flow rates of lorries	$0,5 \times 10^6$
3	Main roads with low flow rates of lorries	$0,125 \times 10^6$
4	Local roads with low flow rates of lorries	$0,05 \times 10^6$

Coefficiente λ_1 - λ_{V1} :

Il coefficiente λ_1 dipende dalla lunghezza e tipologia della linea di influenza; per la verifica dei dettagli di carpenteria (connettori esclusi), viene dedotto dai grafici di seguito riportati con riferimento alla luce delle singole campate L, oppure alla luce media (cfr. EN 1993-2 cap. 9.5.2.(2)).



Per la verifica del sistema di connessione (pioli), con riferimento a EN 1994-2, cap. 6.8.6.2(4), si ha invece (valore valido per tutte le sezioni):

$$\lambda_1 = \lambda_{v1} = 1,55$$

Coefficiente λ_2 - λ_{v2} :

Il coefficiente λ_2 dipende dalla tipologia e dal volume di traffico; per l'assessment dei dettagli di carpenteria si fa riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(3). Il coefficiente λ_2 viene determinato in funzione del flusso atteso di veicoli pesanti (N_{Obs}) e dal peso medio degli stessi Q_{m1} tramite la relazione:

$$\lambda_2 = \frac{Q_{m1}}{Q_0} \left(\frac{N_{Obs}}{N_0} \right)^{1/5}$$

Con:

$N_{Obs} = 0,5 \cdot 10^6$ flusso medio veicoli pesanti/anno (strada cat 2 - cfr. tab. precedente)

$N_0 = 0,5 \cdot 10^6$ flusso di riferimento

Q_{m1} peso medio dei veicoli, dedotto secondo la composizione di traffico dei "frequent lorries" per strade di collegamento tipo "medium distance" e valutato secondo la seguente relazione:

$$Q_{m1} = \left(\frac{\sum n_i Q_i^5}{\sum n_i} \right)^{1/5}$$

Per i valori di Q_i e n_i si adotta la tabella 4.7 di EN 1991-2 cap. 4.6.5.(1), equivalente alla tabella contenuta nel DM 14/01/2008 cap. 5 (carico di fatica numero 2) riportata in precedenza.

Si ottiene pertanto:

$$Q_{m1} = 407 \text{ kN}$$

$$\lambda_2 = 0,848$$

Per la verifica dei connettori, si adotta quanto previsto in EN 1994-2 6.8.6.2.(4), sostituendo l'esponente 1/5 con 1/8 nelle relazioni precedentemente esposte.

Si ottiene:

$$Q_{m1} = 430,1 \text{ kN}$$

$$\lambda_2 = 0,896$$

Coefficiente $\lambda_3 - \lambda_{v3}$:

Il coefficiente λ_3 dipende dalla vita di progetto della struttura; per i dettagli di carpenteria, con riferimento a EN 1993-2 cap. 9.5.2.(5), viene calcolato mediante la relazione:

$$\lambda_3 = \left(\frac{t_{Ld}}{100} \right)^{1/5}$$

t_{Ld} = vita di progetto prevista.

Si ottengono pertanto i valori tabellari indicati di seguito.

Design life in years	50	60	70	80	90	100	120
Factor λ_3	0,871	0,903	0,931	0,956	0,979	1,00	1,037

Per la vita di progetto si considera in prima battuta il valore raccomandato di 100 anni, ribadito anche dal N.A.D., ottenendo:

$$\lambda_3 = 1,00$$

Per la verifica dei connettori, la sostituzione dell'esponente 1/5 con 1/8 porta in questo caso al medesimo valore:

$$\lambda_3 = 1,00$$

Coefficiente $\lambda_4 - \lambda_{v4}$:

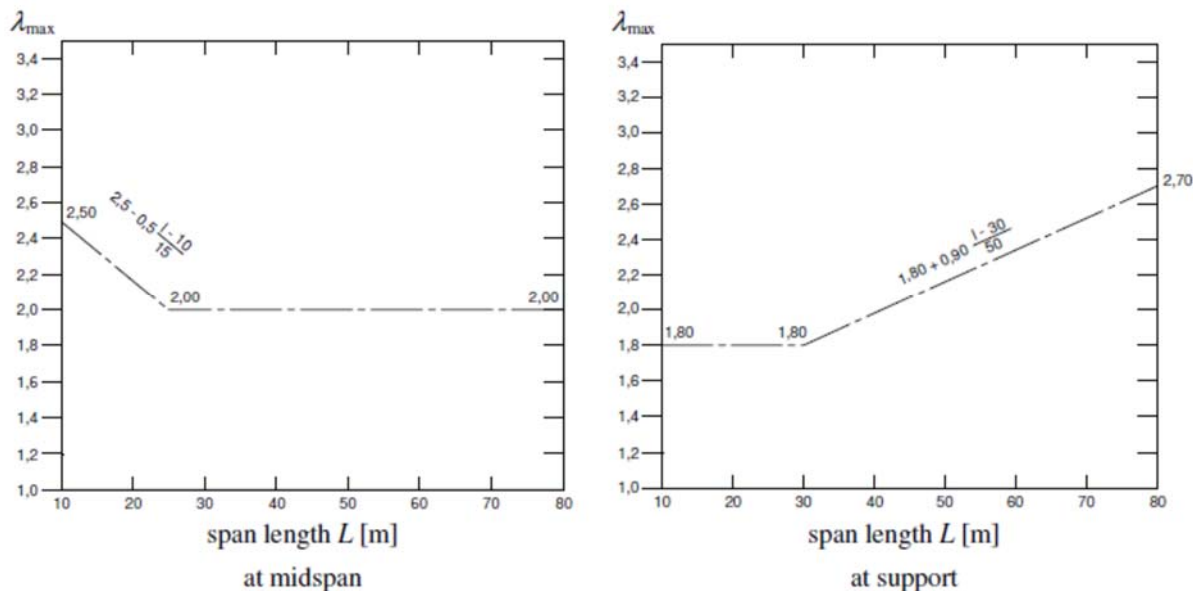
Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale, e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave; la formulazione, tratta da EN 1993-2 cap. 9.5.3.(6), prevede:

$$\lambda_4 = \left[1 + \frac{N_2}{N_1} \left(\frac{\eta_2 Q_{m2}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \frac{N_3}{N_1} \left(\frac{\eta_3 Q_{m3}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 + \dots + \frac{N_k}{N_1} \left(\frac{\eta_k Q_{mk}}{\eta_1 Q_{m1}} \right)^5 \right]^{1/5}$$

Nel caso in esame si considera una sola corsia soggetta ai carichi pesanti e si ha: $\lambda_4 = 1,00$

Coefficiente $\lambda - \lambda_v$

Il fattore equivalente di danno è limitato superiormente da fattore λ_{max} , da valutarsi secondo quanto previsto in EN 1993-2 cap. 9.5.2.(7) in funzione della posizione della sezione verificata e della luce del ponte, con riferimento ai grafici estratti dalla norma, riportati di seguito:



AMPLIFICAZIONE DINAMICA

Con riferimento a quanto previsto in EN 1991-2, il fattore di amplificazione dinamica è già incluso nel modello di carico a fatica adottato.

Come indicato dalla norma si considera il fattore di impatto per le zone in prossimità dei giunti secondo i criteri indicati al cap. 4.6.1(6), funzione della distanza dal giunto stesso:

$$\Phi = 1,3 (1-D/26)$$

essendo $D < 6$ m la distanza dal giunto.

DETTAGLI E COEFFICIENTI DI SICUREZZA

Per la verifica a fatica dei dettagli di carpenteria, si prendono in esame i dettagli di seguito elencati unitamente alla categoria/num. dettaglio dedotti dalle rispettive tabelle delle Istruzioni al DM 14/01/2008:

Saldatura piolo – rottura piatt.	categoria/dettaglio:	80/9	tab. C4.2.XVI
Sald. anima-piatt. cordoni d'angolo	categoria/dettaglio:	80/8	tab. C4.2.XVIIb
Sald. anima-piatt. con lunette	categoria/dettaglio:	71/9	tab. C4.2.XIV
Giunti trasv. a piena penetrazione	categoria/dettaglio:	71/13	tab. C4.2.XV
Attacco irr. vert. - anima	categoria/dettaglio:	71b/7	tab. C4.2.XVI
Estremità raddoppio piattabanda	categoria/dettaglio:	56a/6	tab. C4.2.XVIIa

5.5 Effetti del vento

L'azione del vento viene valutata in accordo alle prescrizioni del capitolo 3.3 del DM 14/01/2008:

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

5.5.1 Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è il valore della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (tabella 3.3.II NTC 2008) mediata su 10 minuti e riferita al periodo di ritorno di 50 anni.

Tabella 3.3.I - Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [1/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,010
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,020

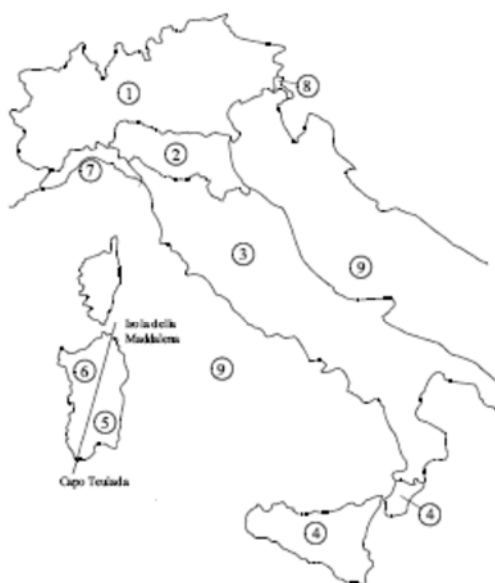


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

$$V_b = V_{b,0} \quad a_s \leq a_0$$

$$V_b = V_{b,0} + k_a \cdot (a_s - a_0) \quad a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

I valori $V_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti dalla tabella 3.3.1 e legati alla regione in cui sorge l'opera in esame.

a_s è l'altitudine sul livello del mare (in m) del sito ove sorge la costruzione.

Nel caso specifico:

⇒ Regione: Piemonte

⇒ Provincia: Torino

⇒ Comune: Chiomonte

⇒ $T_R = 100$ anni

parametro zona	$V_{b,0}$	25 m/s
parametro zona	a_0	1000 m
parametro zona	k_a	0,01
altezza sito	a_s	715 m
coefficiente di altitudine	c_a	1
velocità base di riferimento	V_b	25 m/s
tempo di ritorno	T_r	100 anni
coefficiente di ritorno	c_r	1,04
velocità riferimento progetto	V_r	25,98 m/s
Coefficiente di topografia	c_t	1
Esposizione sito	k_r	0,2
Esposizione sito	z_0	0,1 m
Esposizione sito	z_{min}	5 m
densità media aria		1,25 kg/m ³

5.5.2 Pressione di riferimento

Per il calcolo della pressione cinetica di riferimento q_b (in kN/m²) è stata utilizzata l'espressione 3.3.4 delle Norme Tecniche 2008:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25,98^2 \cdot 10^{-1} = 0,422 \text{ kN/m}^2$$

Dove:

V_b : velocità di riferimento del vento (m/s)

ρ : densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1.25 kg/m³

5.5.3 Coefficiente di esposizione

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

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

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

Dove:

k_r, z_0, z_{\min} parametri ottenuti dalla tabella 3.3.II di seguito riportata, funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

c_t coefficiente di topografia (assunto generalmente pari ad 1, sia per zone pianeggianti sia per zone ondulate e montane).

Tabella 3.3.II – Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

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

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

Tabella 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

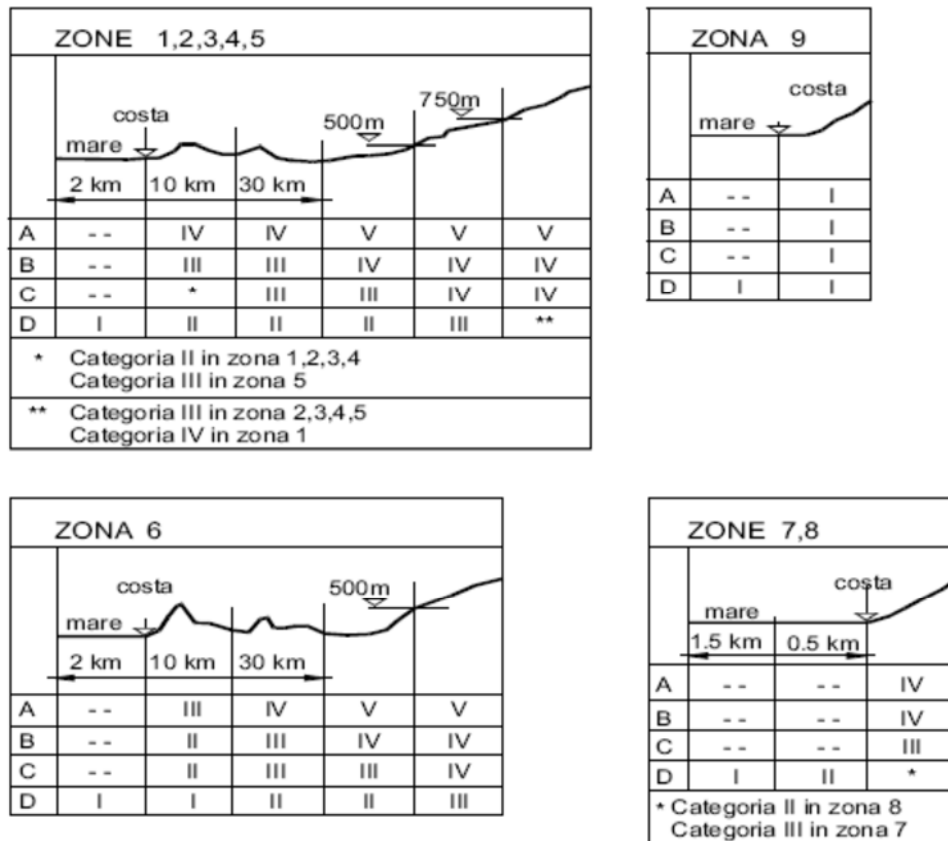


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

Nel caso in oggetto si ricava:

⇒ classe di rugosità del terreno: D

⇒ categoria di esposizione: III

Si ottiene:

$$k_r = 0,20 \quad z_0 = 0,10 \text{ m} \quad z_{\min} = 5 \text{ m}$$

Nel nostro caso il valore dell'altezza dell'impalcato dal suolo z è maggiore di $z_{\min} = 5 \text{ m}$, sia nel caso di impalcato carico che di impalcato scarico. Per semplicità, vista la minima differenza di altezza del fronte investito nei casi di impalcato carico e scarico, si calcola un unico valore del coefficiente di esposizione.

Nel caso in esame, si assume cautelativamente, per il calcolo del coefficiente di esposizione la quota del punto più alto della struttura.

altezza trave	2,60
spessore soletta	0,33
spessore marciapiede	0,15
delta per pendenza trasversale	0,00
altezza barriera antirumore	2,40
spessore pavimentazione	0,09
Altezza carico stradale	3,00
altezza centro impalcato dal suolo	24,00
larghezza fuori tutto	

Ponte scarico

altezza investita	5,48
quota riferimento	26,74
rapporto d/h_{tot}	0,00
coefficiente di esposizione	2,81

Ponte carico

altezza investita	6,02
quota riferimento	27,01
rapporto d/h_{tot}	0,00
coefficiente di esposizione	2,82

Ponte scarico montaggio

altezza investita	2,93
quota riferimento	25,47
rapporto d/h_{tot}	0,00
coefficiente di esposizione	2,78

5.5.4 Coefficiente di forma

Secondo le indicazioni della Circolare del 07/03/2008 “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14/01/2008” (par. C3.3.10.4), e considerando travi ad anima piena per cui il rapporto tra la superficie delimitata dal contorno della trave e la superficie della parte piena della trave, $\varphi = 1$, si determina il coefficiente aerodinamico per l’impalcato:

$$c_p = 2,4 - \varphi = 1,40$$

5.5.5 Pressione del vento

La pressione del vento è data dall’espressione 3.3.2 delle Norme Tecniche 2008:

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

Dove:

q_b pressione cinetica di riferimento

c_e coefficiente di esposizione

c_p coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico):

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

La pressione del vento risulta:

$$p_{\text{mont}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 2,78 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,64 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico in fase di montaggio})$$

$$p_{\text{Sc}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 2,81 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,66 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 2,82 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,67 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Questo valore di pressione agisce su tutti gli elementi componenti la superficie esposta sopravvento.

Poiché, però, la struttura è composta da due travi affiancate disposte parallelamente è necessario considerare una pressione agente sulla superficie laterale trave sottovento dovuta alla depressione che si viene a creare.

Il calcolo della depressione va effettuato distintamente per tutti gli elementi che compongono la superficie sottovento, in quanto il coefficiente riduttivo indicato dalla normativa assumerà valori differenti per barriere e travi essendo diverse le altezze e le distanze tra gli elementi.

Per valutare l'entità di tale depressione si fa riferimento a quanto prescritto dalla circolare del 07/03/2008 al paragrafo C3.3.10.4.2 "Travi multiple".

In particolare si afferma: "Nel caso di più travi disposte parallelamente ad una distanza d inferiore al doppio dell'altezza h , il valore della pressione sull'elemento successivo è pari a quello sull'elemento precedente moltiplicato per un coefficiente riduttivo" dato da:

$$\mu = 1 - 1,20 \cdot \varphi \quad \text{per } \varphi \leq \frac{2}{3}$$

$$\mu = 0,2 \quad \text{per } \varphi > \frac{2}{3}$$

Per $d/h \geq 5$ gli elementi vengono considerati come isolati.

Per $2 < d/h < 5$ si procede all'interpolazione lineare.

La geometria dell'opera prevede:

$$h_T = 2,60 \text{ m} \quad d = 5,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 1,92 \rightarrow \mu = 0,20$

$$h_{\text{barr}} = 2,40 \text{ m} \quad d_{\text{barr.}} = \text{media}(L_1; L_2; L_3, L_4) = \text{media}(9,15; 9,75; 10,65, 11,05) = 10,15 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 4,23 \rightarrow \mu = 0,79$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta.

5.5.5.1 Azione del vento a ponte scarico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

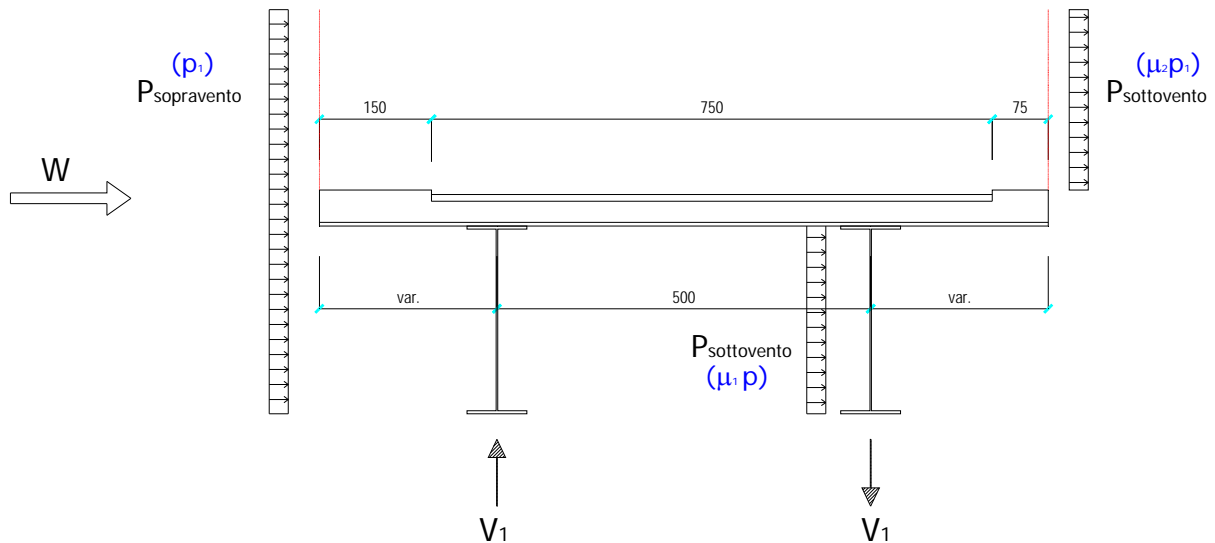


Figura 32 – Azione del vento a ponte scarico

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_i = h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + h_{barr.} = 2,60 + 0,33 + 0,15 + 2,40 = 5,48 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_{Sc} \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_{Sc} \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_{Sc} \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left(h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

$$M_T = 1,66 \cdot \frac{5,48^2}{2} + 1,66 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,66 \cdot 0,79 \cdot 2,40 \cdot \left(2,60 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 39,52 \text{ kNm/m}$$

$$|V| = \frac{39,52}{5,00} = 7,90 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

5.5.5.2 Azione del vento a ponte carico

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

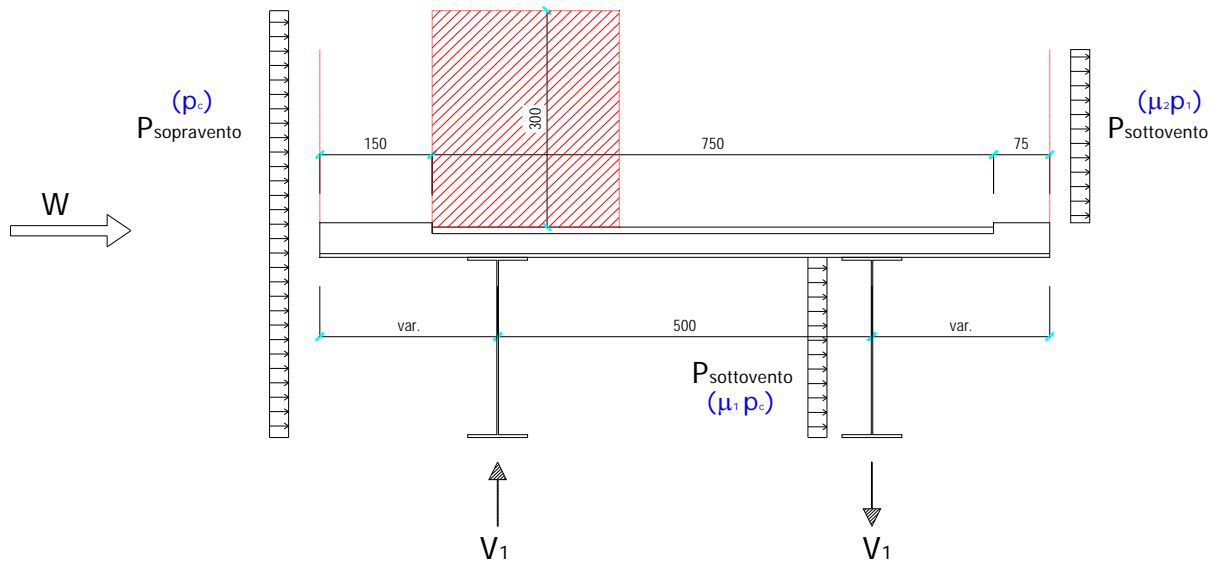


Figura 33 – Azione del vento a ponte carico

L'altezza investita in caso di ponte scarico è pari a:

$$h_i = h_{trave} + h_{sol.} + h_{pav.} + h_{mezzo\ convez.} = 2,60 + 0,33 + 0,09 + 3,00 = 6,02 \text{ m}$$

Il momento flettente, valutato sulla sezione ad una quota pari a quella dell'intradosso della trave, è pari a:

$$M_T = p_C \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left(h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

$$M_T = 1,67 \cdot \frac{6,02^2}{2} + 1,67 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,67 \cdot 0,79 \cdot 2,40 \cdot \left(2,60 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 44,94 \text{ kNm/m}$$

$$|V| = \frac{44,94}{5,00} = 8,99 \text{ kN/m}$$

Per ragioni di simmetria le medesime considerazioni valgono considerando il caso di vento spirante nella direzione opposta. Le azioni sopra calcolate vengono applicate, nel modello di calcolo a graticcio, alle travi principali come carico uniformemente distribuito, al fine di determinare le azioni globali (momento flettente, taglio, momento torcente) agenti sulle travi stesse.

5.6 Effetti della temperatura

I criteri per la determinazione degli effetti della temperatura sono contenuti nel DM 14/01/2008, cap. 3.5 (rif. Eurocodici EN 1991-1-5). Dal momento che il DM 14/01/2008 non riporta prescrizioni specifiche per il calcolo degli effetti della temperatura (in particolare i gradienti termici) per i ponti si farà riferimento ai criteri contenuti negli Eurocodici.

5.6.1 Variazione termica uniforme

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

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

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

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

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

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

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

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

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

a cui corrisponde complessivamente un'escursione pari a:

$$\Delta T_N = 60.0 \text{ }^{\circ}\text{C}.$$

5.6.2 Variazione termica differenziale trave – soletta

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

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

L'effetto di detta variazione termica può essere assimilato a quello prodotto dal ritiro del cls della soletta d'impalcato.

Come per il ritiro, vengono valutati gli effetti primari della variazione termica e gli effetti secondari (dovuti all'iperstaticità della struttura).

Il valore della temperatura media in soletta risulta di norma e per una diffusa casistica di strutture miste acciaio-cls, sempre più “caldo” di quello della temperatura media nella struttura metallica, anche nel caso della differenza termica negativa.

Per quanto sopra esposto, l'effetto della variazione termica differenziale nella sezione mista, si traduce quindi in uno stato coattivo costituito da:

- Una compressione della soletta;
- Una tenso-flessione per l'intera sezione mista in fase 3.

Gli effetti primari della variazione termica vengono valutati con la formula:

$$N_{\Delta T} = \frac{E_s}{n_0} \cdot A_c \cdot \alpha \cdot \Delta T$$

$$M_{\Delta T} = N_{\Delta T} \cdot e$$

Gli effetti primari vengono calcolati mediante un foglio di calcolo Excel sezione per sezione.

Gli effetti secondari vengono calcolati con il programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 imponendo al modello in fase 3 un opportuno gradiente termico derivante dall'espressione:

$$\text{grad } \Delta T_{\text{eq}} = \frac{N_{\Delta T} \cdot e}{E_s \cdot J_3 \cdot \alpha}$$

Dove:

- e distanza baricentro getto soletta – baricentro struttura mista in fase 3;
- E_s modulo elastico acciaio;
- J_3 momento d'inerzia della sezione omogeneizzata in fase 3;
- α coefficiente di dilatazione termica per struttura mista: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;

Nel caso in esame gli effetti secondari sono nulli.

5.7 Cedimenti differenziali

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

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

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

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

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

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

5.8 Effetti dovuti al ritiro

5.8.1 Determinazione dei parametri di ritiro

I parametri relativi alla deformazione assiale per ritiro del calcestruzzo, come indicato dalle D.M. 14/01/2008 al paragrafo 11.2.10.6, possono essere valutati sulla base delle seguenti indicazioni:

$$A_c = 1.015 \cdot 33 = 33.495 \text{ cm}^2 \quad \text{Area sezione di conglomerato}$$

$$u = 1.015 + 33 + 33 = 1.081 \text{ cm} \quad \text{Perimetro a contatto con l'atmosfera}$$

$$r = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 33.495}{1.081} = 61,97 \text{ cm}$$

$$E_c = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0,3} = 33.643 \text{ N / mm}^2 = 336.430 \text{ daN / cm}^2 \quad \text{Modulo elastico cls}$$

$$E_s = 2.100.000 \text{ daN / cm}^2 \quad \text{Modulo elastico acciaio}$$

5.8.2 Effetti reologici

5.8.2.1 Tempo ed ambiente

$t_s = 2 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni, all'inizio del ritiro per essiccamento.

$t_o = 28 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione dei carichi permanenti.

$t_o = 2 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni al momento dell'applicazione del ritiro.

$t = V_N = 100 \text{ anni} = 36.525 \text{ gg}$ Età del calcestruzzo in giorni.

$RH = 75 \%$ Umidità ambientale relativa, in percentuale.

5.8.2.2 Modulo elastico al tempo t

Il fenomeno della viscosità ha come effetto l'aumento delle deformazioni nel tempo provocate da un carico mantenuto costante per un lungo periodo. Le deformazioni viscosi si manifestano peraltro senza modificare lo stato di sollecitazione. Il fenomeno della viscosità viene assimilato ad una diminuzione fittizia del modulo elastico del calcestruzzo nel tempo (in realtà le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo migliorano nel tempo per cui il modulo di elasticità inteso come rapporto sollecitazione – deformazione per carico di breve durata aumenta nel tempo). Il modulo elastico passa quindi dal valore iniziale all'istante t_0 di applicazione del carico al valore finale convenzionale al tempo t .

Nell'ipotesi di viscosità lineare cioè di deformazioni viscosi (ε_v) proporzionali a quelle elastiche (ε_{el}), all'istante t si ha:

$$\varepsilon_v = \varphi(t, t_0) \cdot \varepsilon_{el} \quad \varepsilon = \sigma/E_{cm}$$

dove $\varphi(t, t_0)$ rappresenta la funzione di viscosità o coefficiente di viscosità.

Dopo un certo numero di anni (t giorni), alla deformazione elastica ε_{el} (istantanea) subita dal calcestruzzo si somma quella viscosa:

$$\varepsilon_{tot} = \varepsilon_{el} + \varepsilon_v = \varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]$$

Quindi il modulo elastico convenzionale del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{\sigma}{\varepsilon_{tot}} = \frac{\sigma}{\varepsilon_{el} \cdot [1 + \varphi(t, t_0)]} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(t, t_0)}$$

Le norme UNI ENV 1994-2 introducono un coefficiente moltiplicativo (ψ_L) per la funzione di viscosità φ ; detto coefficiente dipende dal tipo di carico applicato. Il modulo elastico del calcestruzzo al tempo t vale:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)}$$

prospetto 4.0 Valori per i moltiplicatori della deformazione viscosa (creep) ψ_L

Carichi permanenti comprendenti la presollecitazione mediante tiranti dopo che la connessione a taglio è diventata efficace.	1,10
Effetti isostatici ed iperstatici dovuti al ritiro ed effetti iperstatici dipendenti dal tempo secondo (5).	0,55
Presollecitazione mediante deformazioni imposte (per esempio sollevamento mediante martinetti in corrispondenza degli appoggi).	1,50

5.8.2.3 Coefficiente di viscosità al tempo "t"

Il coefficiente di viscosità può essere calcolato con la relazione (UNI EN 1992-1-1 Appendice B):

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0)$$

dove:

φ_0 coefficiente nominale di viscosità e può essere valutato mediante:

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

φ_{RH} coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\varphi_{RH} = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$$

Si considera:

$$\varphi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\varphi_{RH} = 1 + \left[\frac{1 - RH / 100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{h_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

RH è l'umidità ambientale relativa, in percentuale;

$\alpha_{1/2}$ sono coefficienti atti a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_1 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.7} = 0,89 \quad \alpha_2 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.2} = 0,97$$

$\beta(f_{cm})$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16,8}{\sqrt{f_{cm}}} = 2,62$$

f_{cm} è la resistenza media a compressione del calcestruzzo a 28 gg

$\beta(t_0)$ è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico sul coefficiente nominale di viscosità;

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_0^{0.2}}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 2^{0.2}} = 0,80 \quad \text{ritiro}$$

$$\beta(t_0) = \frac{1}{0,1 + 28^{0.2}} = 0,49 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$

$\beta_c(t, t_0)$ coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico;

$$\beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + t - t_0} \right]^{0.3}$$

t età del calcestruzzo, in giorni, al momento considerato

t_0 età del calcestruzzo, in giorni, al momento dell'applicazione del carico (per cementi con resistenza iniziale ordinaria – cementi di classe N)

β_H coefficiente dipendente dall'umidità relativa (RH in %) e dalla dimensione fittizia dell'elemento (h_0 in millimetri).

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \leq 1.500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\beta_H = 1,5 \cdot \left[1 + (0,012 \cdot RH)^{18} \right] \cdot h_0 + 250 \cdot \alpha_3 \leq 1.500 \cdot \alpha_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa}$$

α_3 coefficiente atto a prendere in conto l'influenza della resistenza del calcestruzzo:

$$\alpha_3 = \left[\frac{35}{f_{cm}} \right]^{0.5} = 0,92$$

Il coefficiente di viscosità vale quindi:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,533 \quad \text{ritiro}$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,545 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$

Considerando un tempo t pari alla vita nominale della struttura:

$$t = V_N = 100 \text{ anni}$$

ed i valori del coefficiente di viscosità calcolati al paragrafo seguente si ottiene:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (0,55 \cdot 2,533)} = 14.059 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ritiro}$$

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (1,10 \cdot 1,545)} = 12.464 \text{ N/mm}^2 \quad \text{permanenti}$$

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (1,50 \cdot 1,545)} = 10.142 \text{ N/mm}^2 \quad \text{cedimenti}$$

5.8.2.4 Coefficienti di omogeneizzazione

Il coefficiente di omogeneizzazione è definito come il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio strutturale (E_s) e quello del calcestruzzo.

Per azioni di breve durata si ha:

$$n_0 = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{33.643 \text{ N/mm}^2} = 6,24 \quad \text{Carichi accidentali}$$

Per azioni di lunga durata si ha:

$$n_p = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{12.464 \text{ N/mm}^2} = 16,85 \quad \text{Carichi permanenti}$$

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

$$n_{Ced} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{10.142 \text{ N/mm}^2} = 20,70 \quad \text{Carichi cedimenti}$$

5.8.3 Calcolo della deformazione totale per ritiro

Considerando un'umidità relativa del 75% ed un valore di f_{ck} pari a 33,20 N/mm², interpolando linearmente i valori della tabella 11.2.Va fornita dalle NTC 2008 e inserita in seguito, si ottiene:

Tabella 11.2.Va – Valori di ϵ_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

$$\epsilon_{c0} = -0,02997 \%$$

Dalla tabella 11.2.Vb si ottiene il valore del coefficiente k_h avendo come dato di input $h_0 = r = 619,7$ mm:

$$k_h = 0,70$$

La deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento vale quindi:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h \cdot \epsilon_{c0} = 0,70 \cdot (-0,02997 \%) = -0,02098 \%$$

Lo sviluppo nel tempo può essere valutato moltiplicando il valore della deformazione per il coefficiente seguente:

$$\beta_{ds}(t-t_s) = \frac{(t-t_s)}{[(t-t_s) + 0,04 \cdot h_0^{3/2}]}$$

Prudenzialmente si assume un'età del calcestruzzo t tendente ad infinito, che implica un coefficiente di sviluppo della deformazione unitario. La deformazione per ritiro da essiccamento risulta quindi:

$$\epsilon_{cd} = \beta_{ds} \cdot \epsilon_{cd,\infty} = 1,00 \cdot (-0,02098 \%) = -0,02098 \%$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno è valutato tramite l'espressione:

$$\epsilon_{ca,\infty} = -2,50 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2,50 \cdot (33,20 - 10) \cdot 10^{-6} = -5,80 \cdot 10^{-5}$$

La deformazione totale da ritiro è data dalla somma di deformazione per ritiro da essiccamento e deformazione per ritiro autogeno:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} = -0,0002098 - 5,80 \cdot 10^{-5} = -0,026776 \%$$

I risultati sono visibili nelle seguenti schematizzazioni

Campata da SP1 a UP1

TIPOLOGIA DI CLS

Resistenza cubica CLS - R_{ck} (N/mm ²)	40,00
Resistenza cilindrica CLS - f_{ck} (N/mm ²)	33,20
Resistenza cilindrica media - f_{cm} (N/mm ²)	41,20
Modulo elastico CLS - E_c (N/mm ²)	33.643
Modulo elastico Acciaio - E_s (N/mm ²)	210.000

GEOMETRIA SOLETTA IN CLS

Larghezza della soletta (cm)	915
Altezza della soletta (cm)	33,0
Area della sezione di CLS - A (cm ²)	30.195,00
Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)	981,00
$h_0 = 2A / u$ (cm)	61,56

EFFETTI REOLOGICI

Coefficienti che influenzano la resistenza del CLS	α_1	0,89
	α_2	0,97
	α_3	0,92
Età del CLS al momento dell'applicazione del ritiro (gg)		2
Età del CLS al momento dell'applicazione dei carichi di fase 2 (gg)		28
Coefficienti che tengono conto dell'età del CLS nel momento di applicazione del carico	$\beta(t_0)$ - Ritiro	0,80
	$\beta(t_0)$ - Carichi Fase 2	0,49
Umidità relativa (%)		75%
Coefficiente β_H		1.292,42
Coefficiente $\beta(f_{cm})$		2,62
Vita nominale VN (anni)		100
Coefficienti che descrivono l'evoluzione della viscosità dopo l'applicazione del carico	$\beta_c(t, t_0)$ - Ritiro	0,990
	$\beta_c(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	0,990
Coefficiente φ_{RH}		1,222
Coefficienti nominali di viscosità	φ_0 - Ritiro	2,561
	φ_0 - Carichi Fase 2	1,562
COEFFICIENTI DI VISCOSITA'	$\varphi(t, t_0)$ - Ritiro	2,534
	$\varphi_0(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	1,546

MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t

$E_{cm}(t, t_0)$	Ritiro (N/mm ²)	14.054
	Permanenti (N/mm ²)	12.460
	Cedimenti diff. (N/mm ²)	10.138

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE	n Fase 2a - Permanenti	16,85
	n Fase 2b - Ritiro	14,94
	n Fase 2c - Cedimenti	20,71
	n Fase 3 - Accidentali	6,24

CALCOLO DI ε_{cs}

Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

ε_{c0}	-0,0002997
k _H	0,700
Deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento - $\varepsilon_{cd,\infty}$	-0,0002098
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno - $\varepsilon_{ca,\infty}$	-0,000058

Deformazione totale per ritiro - ε_{cs} %	-0,026776
---	------------------

Campata da UP1 a UP2

TIPOLOGIA DI CLS

Resistenza cubica CLS - Rck (N/mm ²)	40,00
Resistenza cilindrica CLS - fck (N/mm ²)	33,20
Resistenza cilindrica media - fcm (N/mm ²)	41,20
Modulo elastico CLS - Ec (N/mm ²)	33.643
Modulo elastico Acciaio - Es (N/mm ²)	210.000

GEOMETRIA SOLETTA IN CLS

Larghezza della soletta (cm)	975
Altezza della soletta (cm)	33,0
Area della sezione di CLS - A (cm ²)	32.175,00
Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)	1.041,00
$h_0 = 2A / u$ (cm)	61,81

EFFETTI REOLOGICI

Coefficienti che influenzano la resistenza del CLS	α_1	0,89
	α_2	0,97
	α_3	0,92
Età del CLS al momento dell'applicazione del ritiro (gg)		2
Età del CLS al momento dell'applicazione dei carichi di fase 2 (gg)		28
Coefficienti che tengono conto dell'età del CLS nel momento di applicazione del carico	$\beta(t_0)$ - Ritiro	0,80
	$\beta(t_0)$ - Carichi Fase 2	0,49
Umidità relativa (%)		75%
Coefficiente β_H		1.296,73
Coefficiente $\beta(f_{cm})$		2,62
Vita nominale VN (anni)		100
Coefficienti che descrivono l'evoluzione della viscosità dopo l'applicazione del carico	$\beta_c(t, t_0)$ - Ritiro	0,990
	$\beta_c(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	0,990
Coefficiente φ_{RH}		1,221
Coefficienti nominali di viscosità	φ_0 - Ritiro	2,560
	φ_0 - Carichi Fase 2	1,561
COEFFICIENTI DI VISCOSITA'	$\varphi(t, t_0)$ - Ritiro	2,533
	$\varphi_0(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	1,545

MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t

Ecm(t, t0)	Ritiro (N/mm ²)	14.057
	Permanenti (N/mm ²)	12.462
	Cedimenti diff. (N/mm ²)	10.140

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE	n Fase 2a - Permanenti	16,85
	n Fase 2b - Ritiro	14,94
	n Fase 2c - Cedimenti	20,71
	n Fase 3 - Accidentali	6,24

CALCOLO DI ε_{cs} Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

ε_{c0}	-0,0002997
k _H	0,700
Deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento - $\varepsilon_{cd, \infty}$	-0,0002098
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno - $\varepsilon_{ca, \infty}$	-0,000058
Deformazione totale per ritiro - ε_{cs} ‰	-0,026776

Campata da UP2 a UP3

TIPOLOGIA DI CLS

Resistenza cubica CLS - Rck (N/mm ²)	40,00
Resistenza cilindrica CLS - fck (N/mm ²)	33,20
Resistenza cilindrica media - fcm (N/mm ²)	41,20
Modulo elastico CLS - Ec (N/mm ²)	33.643
Modulo elastico Acciaio - Es (N/mm ²)	210.000

GEOMETRIA SOLETTA IN CLS

Larghezza della soletta (cm)	1.065
Altezza della soletta (cm)	33,0
Area della sezione di CLS - A (cm ²)	35.145,00
Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)	1.131,00
$h_0 = 2A / u$ (cm)	62,15

EFFETTI REOLOGICI

Coefficienti che influenzano la resistenza del CLS	α_1	0,89
	α_2	0,97
	α_3	0,92
Età del CLS al momento dell'applicazione del ritiro (gg)		2
Età del CLS al momento dell'applicazione dei carichi di fase 2 (gg)		28
Coefficienti che tengono conto dell'età del CLS nel momento di applicazione del carico	$\beta(t_0)$ - Ritiro	0,80
	$\beta(t_0)$ - Carichi Fase 2	0,49
Umidità relativa (%)		75%
Coefficiente β_H		1.302,60
Coefficiente $\beta(f_{cm})$		2,62
Vita nominale VN (anni)		100
Coefficienti che descrivono l'evoluzione della viscosità dopo l'applicazione del carico	$\beta_c(t, t_0)$ - Ritiro	0,990
	$\beta_c(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	0,990
Coefficiente φ_{RH}		1,221
Coefficienti nominali di viscosità	φ_0 - Ritiro	2,559
	φ_0 - Carichi Fase 2	1,561
COEFFICIENTI DI VISCOSITA'	$\varphi(t, t_0)$ - Ritiro	2,532
	$\varphi_0(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	1,544

MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t

Ecm(t, t0)	Ritiro (N/mm ²)	14.060
	Permanenti (N/mm ²)	12.465
	Cedimenti diff. (N/mm ²)	10.143

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE	n Fase 2a - Permanenti	16,85
	n Fase 2b - Ritiro	14,94
	n Fase 2c - Cedimenti	20,70
	n Fase 3 - Accidentali	6,24

CALCOLO DI ε_{cs} Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

ε_{c0}	-0,0002997
k _H	0,700
Deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento - $\varepsilon_{cd,\infty}$	-0,0002098
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno - $\varepsilon_{ca,\infty}$	-0,000058
Deformazione totale per ritiro - ε_{cs} ‰	-0,026776

Campata da UP3 a UP4

TIPOLOGIA DI CLS

Resistenza cubica CLS - Rck (N/mm ²)	40,00
Resistenza cilindrica CLS - fck (N/mm ²)	33,20
Resistenza cilindrica media - fcm (N/mm ²)	41,20
Modulo elastico CLS - Ec (N/mm ²)	33.643
Modulo elastico Acciaio - Es (N/mm ²)	210.000

GEOMETRIA SOLETTA IN CLS

Larghezza della soletta (cm)	1.105
Altezza della soletta (cm)	33,0
Area della sezione di CLS - A (cm ²)	36.465,00
Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)	1.171,00
$h_0 = 2A / u$ (cm)	62,28

EFFETTI REOLOGICI

Coefficienti che influenzano la resistenza del CLS	α_1	0,89
	α_2	0,97
	α_3	0,92
Età del CLS al momento dell'applicazione del ritiro (gg)		2
Età del CLS al momento dell'applicazione dei carichi di fase 2 (gg)		28
Coefficienti che tengono conto dell'età del CLS nel momento di applicazione del carico	$\beta(t_0)$ - Ritiro	0,80
	$\beta(t_0)$ - Carichi Fase 2	0,49
Umidità relativa (%)		75%
Coefficiente β_H		1.304,84
Coefficiente $\beta(f_{cm})$		2,62
Vita nominale VN (anni)		100
Coefficienti che descrivono l'evoluzione della viscosità dopo l'applicazione del carico	$\beta_c(t, t_0)$ - Ritiro	0,990
	$\beta_c(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	0,990
Coefficiente φ_{RH}		1,221
Coefficienti nominali di viscosità	φ_0 - Ritiro	2,559
	φ_0 - Carichi Fase 2	1,561
COEFFICIENTI DI VISCOSITA'	$\varphi(t, t_0)$ - Ritiro	2,532
	$\varphi_0(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	1,544

MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t

Ecm(t, t0)	Ritiro (N/mm ²)	14.062
	Permanenti (N/mm ²)	12.467
	Cedimenti diff. (N/mm ²)	10.145

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE

COEFFICIENTI DI OMOGENEIZZAZIONE	n Fase 2a - Permanenti	16,84
	n Fase 2b - Ritiro	14,93
	n Fase 2c - Cedimenti	20,70
	n Fase 3 - Accidentali	6,24

CALCOLO DI ε_{cs} Tabella 11.2.Va – Valori di ε_{c0}

f_{ck}	Deformazione da ritiro per essiccamento (in ‰)					
	Umidità Relativa (in ‰)					
	20	40	60	80	90	100
20	-0,62	-0,58	-0,49	-0,30	-0,17	+0,00
40	-0,48	-0,46	-0,38	-0,24	-0,13	+0,00
60	-0,38	-0,36	-0,30	-0,19	-0,10	+0,00
80	-0,30	-0,28	-0,24	-0,15	-0,07	+0,00

ε_{c0}	-0,0002997
k _H	0,700
Deformazione a tempo infinito per ritiro da essiccamento - $\varepsilon_{cd,\infty}$	-0,0002098
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno - $\varepsilon_{ca,\infty}$	-0,000058
Deformazione totale per ritiro - ε_{cs} ‰	-0,026776

5.9 Azioni sismiche

Per la descrizione delle azioni sismiche assunte in fase di progetto, e per la descrizione del modello di impalcato e sottostrutture si rimanda alla specifica relazione “Viadotto “B” - relazione di calcolo sottostrutture”

6. SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE

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

6.1 Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle norme del D.M. 14/01/08

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

In particolare, secondo quanto stabilito nel D.M. 14/01/08, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

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

6.1.1 Stati limite ultimi (SLU)

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

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

6.1.2 Stati limite di esercizio (SLE)

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

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

6.1.3 Verifiche allo stato limite di fessurazione

L'apertura caratteristica delle fessure è stata calcolata con la seguente formula:

$$w_m = 1,7 \varepsilon_{sm} s_{rm}$$

La deformazione media dell'acciaio è stata calcolata nell'ipotesi di effetto irrigidente del calcestruzzo con andamento costante, secondo la formula riportata nella circolare esplicativa del DM 2008. L'ampiezza media delle fessure si può mettere in relazione al diametro medio delle barre in zona tesa e all'armatura percentuale presente nella cosiddetta "area efficace".

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_d	Stato limite	w_d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 34 – Stati limite di fessurazione, criteri di scelta

Dove:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

6.2 Valutazione della sicurezza

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

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

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

$$R_d \geq E_d$$

Dove:

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

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} * \gamma_{Fj}$ delle azioni, o direttamente $E_{dj} = E_{kj} * \gamma_{Ej}$.

I coefficienti parziali di sicurezza, γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

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

6.3 Combinazione dei carichi

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

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

Carichi sulla carreggiata							Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
Carichi verticali				Carichi orizzontali		Carichi verticali	
Gruppo di azioni	Modello principale (Schemi di carico 1, 2, 3, 4, 6)	Veicoli speciali	Folla (Schema di carico 5)	Frenatura q_3	Forza centrifuga q_4	Carico uniformemente distribuito	
1	Valore caratteristico					Schema di carico 5 con valore di combinazione $2,5 \text{ kN/m}^2$	
2 a	Valore frequente			Valore caratteristico			
2 b	Valore frequente				Valore caratteristico		
3 (*)						Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$	
4 (**)			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$			Schema di carico 5 con valore caratteristico $5,0 \text{ kN/m}^2$	
5 (***)	Da definirsi per il singolo progetto	Valore caratteristico o nominale					

(*) Ponti di 3ª categoria
 (**) Da considerare solo se richiesto dal particolare progetto (ad es. ponti in zona urbana)
 (***) Da considerare solo se si considerano veicoli speciali

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

- γ_{G1} coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- γ_{G2} coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- γ_Q coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- γ_{Qi} coefficiente parziale delle azioni variabili.

Il coefficiente parziale della precompressione si assume pari a $\gamma_p=1$.

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

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

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00
⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO. ⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti. ⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna ⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali					

Tabella 5.1.VI - Coefficienti ψ per le azioni variabili per ponti stradali e pedonali

Azioni	Gruppo di azioni (Tabella 5.1.IV)	Coefficiente ψ_0 di combinazione	Coefficiente ψ_1 (valori frequenti)	Coefficiente ψ_2 (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tabella 5.1.IV)	Schema 1 (Carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (Carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	----	0,75	0,0
Vento q_5	Vento a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	Esecuzione	0,8	----	0,0
	Vento a ponte carico	0,6		
Neve q_5	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	T_k	0,6	0,6	0,5

Sono state analizzate le combinazioni di carico agli stati limite ultimi distinguendo lo stato limite di resistenza della struttura (STR), facente riferimento ai coefficienti parziali.

6.3.1 Combinazioni SLU e in esercizio

In accordo al § 2.5.3 del D.M. 14/01/08 “Combinazioni delle azioni”, ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

6.3.2 Combinazioni sismiche

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

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

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

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando l'espressione (7.3.15) di cui al D.M. 14/01/08, con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

Le verifiche agli stati limite ultimi o di esercizio devono essere effettuate per la combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (3.2.16) del D.M. 14/01/08:

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

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali (3.2.17 D.M. 14/01/2008):

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

Nel caso dei ponti, nelle espressioni 3.2.16 e 3.2.17 si assumerà per i carichi dovuti al transito dei mezzi $\psi_{2j} = 0,2$ quando rilevante.

Nel programma di calcolo Sap 2000 si sono definite 3 combinazioni sismiche:

Sisma 1: $1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$, nella quale si assume come dominante il sisma longitudinale;

Sisma 2: $0,30 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$, nella quale si assume come dominante il sisma trasversale;

Sisma 3: $0,30 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 1,00 \cdot E_z$, nella quale si assume come dominante il sisma verticale.

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

6.4 Modelli strutturali

Il calcolo delle sollecitazioni è stato effettuato attraverso il codice ad elementi finiti “SAP2000NL”; l’intera struttura è stata discretizzata in elementi “beam” costituenti il graticcio di travi.

L’analisi delle sollecitazioni è stata svolta in più fasi distinte.

- 1 Analisi delle sollecitazioni per peso proprio acciaio e peso proprio soletta; nel graticcio di travi si è considerata l’inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.
- 2 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=16,85$.
- 2b Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi dovuti al ritiro; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=14,94$.
- 2c Analisi delle sollecitazioni indotte dai cedimenti differenziali; nel graticcio di travi si è considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=20,70$.
- 3 Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali (mezzi, folla, vento); nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,24$.
- 3f Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi accidentali per fatica; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,24$.
- Sis Analisi delle sollecitazioni dovute ai carichi sismici; nel graticcio di travi è stato considerato il contributo dell’inerzia della soletta in c.a. alle travi longitudinali, con coefficiente di omogeneizzazione $n=6,24$. L’analisi modale è stata effettuata con riferimento alle tre direzioni principali, con gli assi X e Y coincidenti rispettivamente con la direzione longitudinale e trasversale dell’impalcato, a l’asse Z coincidente con la direzione verticale. Le combinazioni modali sono state eseguite con la regola CQC.
- Mont Analisi dei controventi superiori per peso proprio acciaio e soletta; nel graticcio di travi si è considerata l’inerzia delle sole travi longitudinali e trasversi.

Nelle pagine seguenti si evidenzia la modellazione utilizzata.



Figura 35 – Impalcato vista 3d

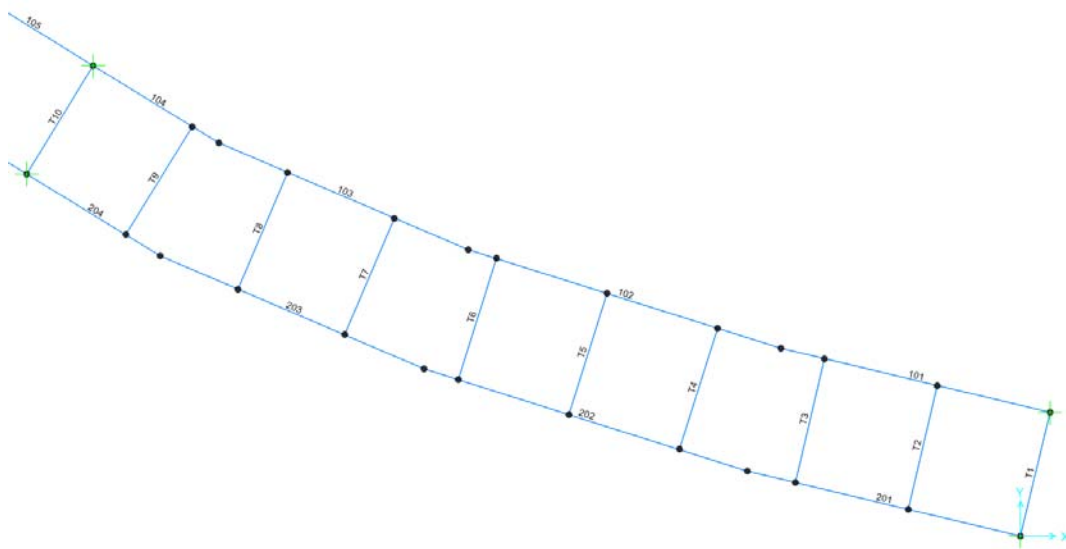


Figura 36 – Impalcato vista campata da SP1 a UP1 con numerazione frame

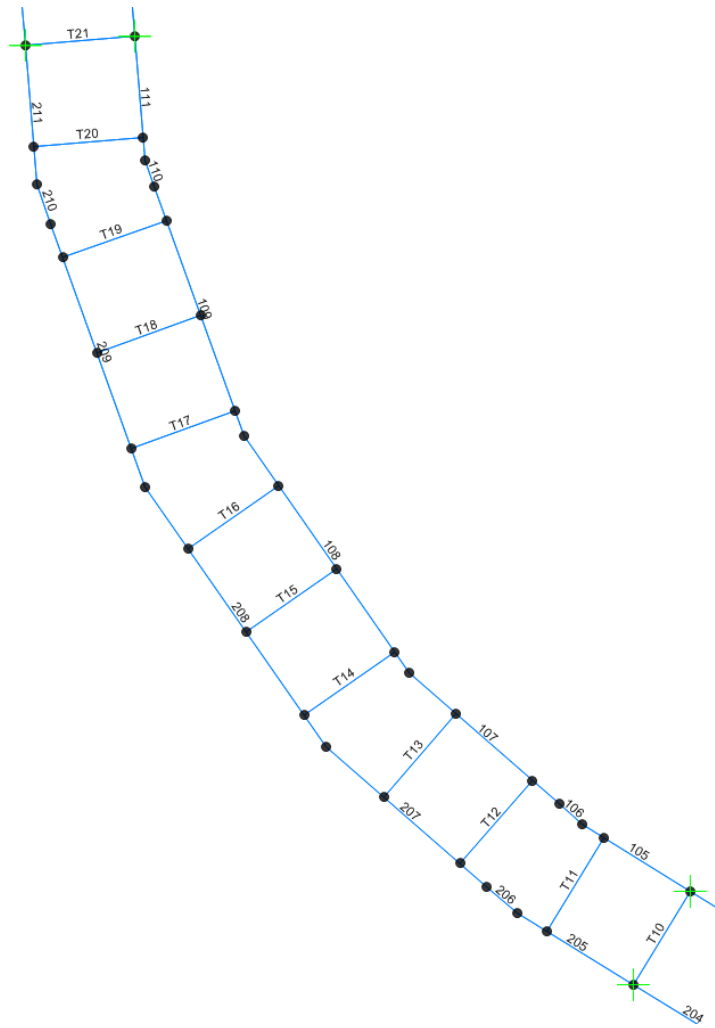


Figura 37 – Impalcato vista campata da UP1 a UP2 con numerazione frame

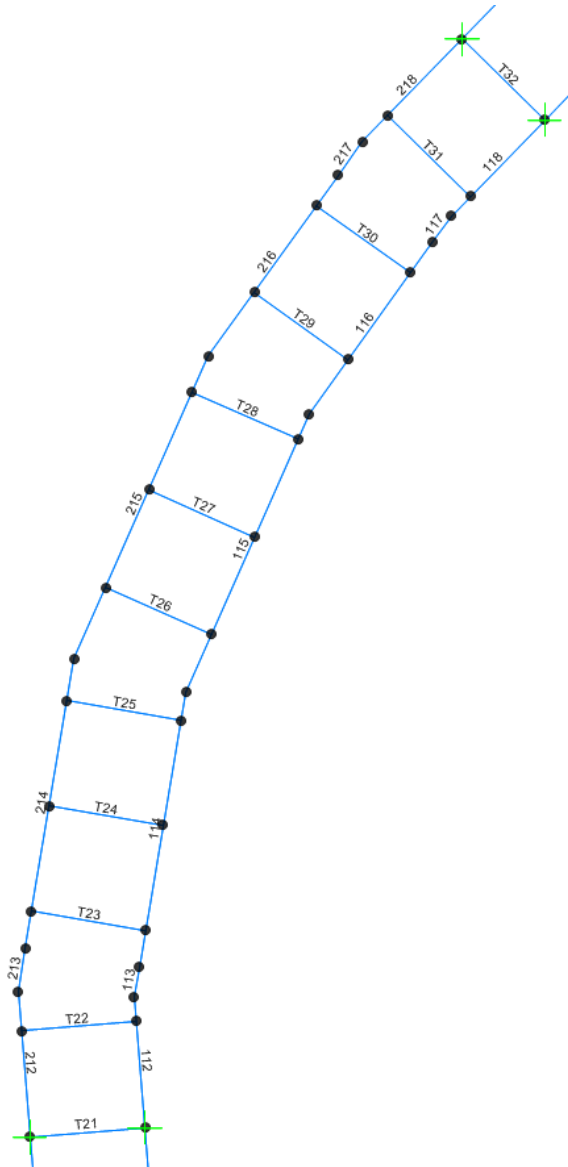


Figura 38 – Impalcato vista campata da UP2 a UP3 con numerazione frame

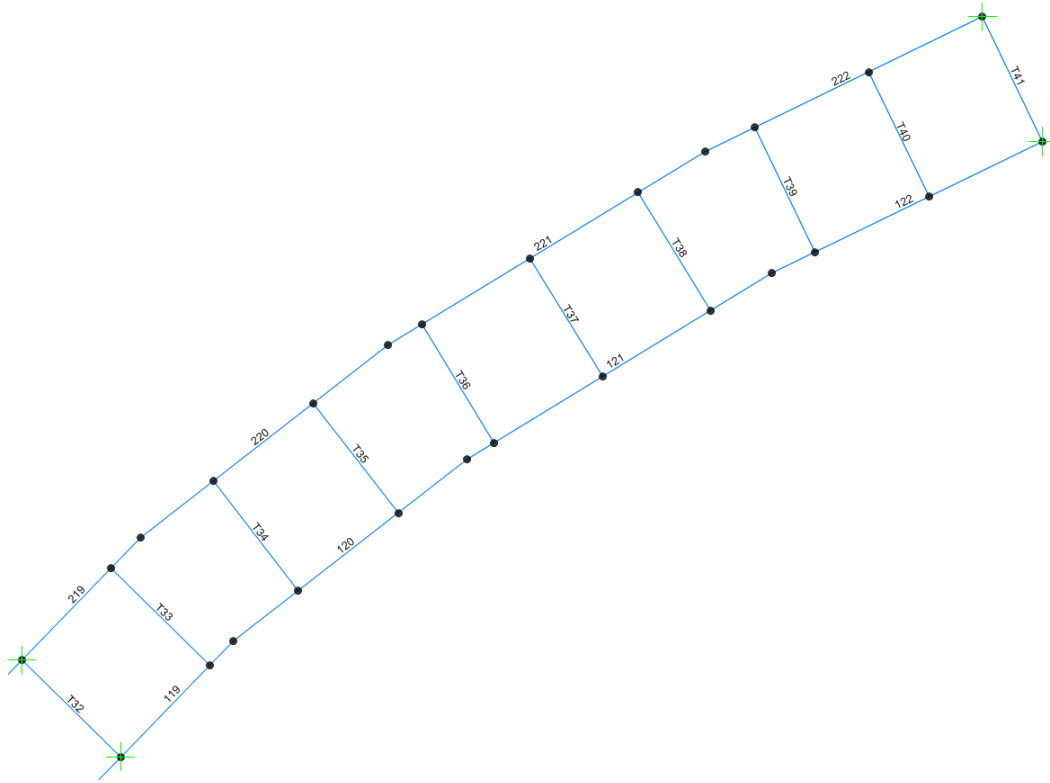


Figura 39 – Impalcato vista campata da UP3 a UP4 con numerazione frame

7. ANALISI DEGLI ELEMENTI

7.1 Sollecitazioni

Le unità di misura utilizzate sono [kN], [m].

7.1.1 Acciaio – fase 1

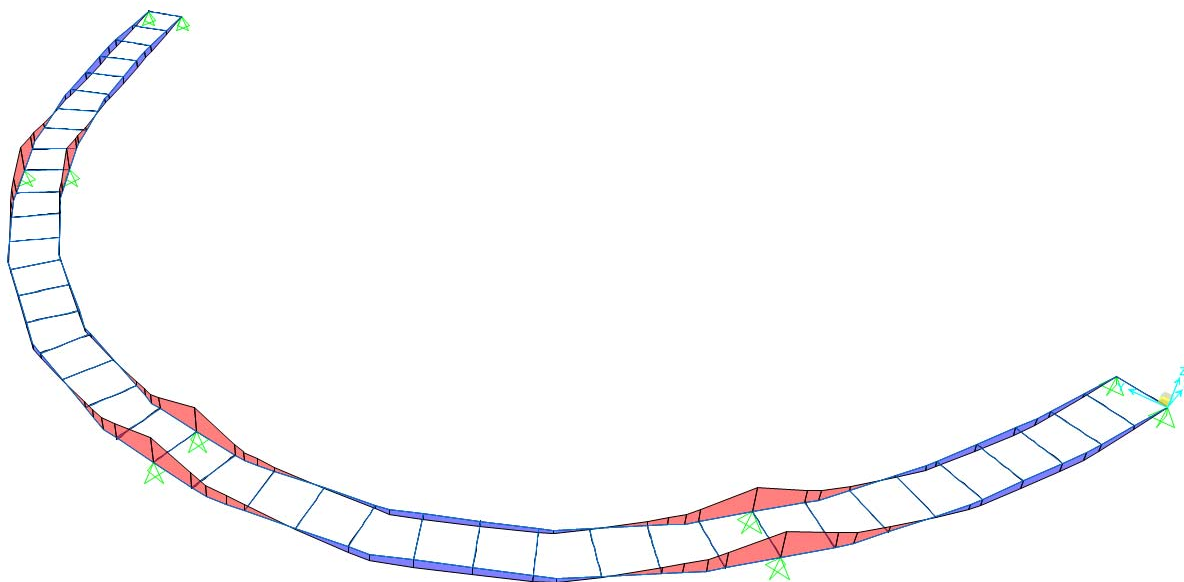


Figura 40 – Momento flettente per peso proprio acciaio

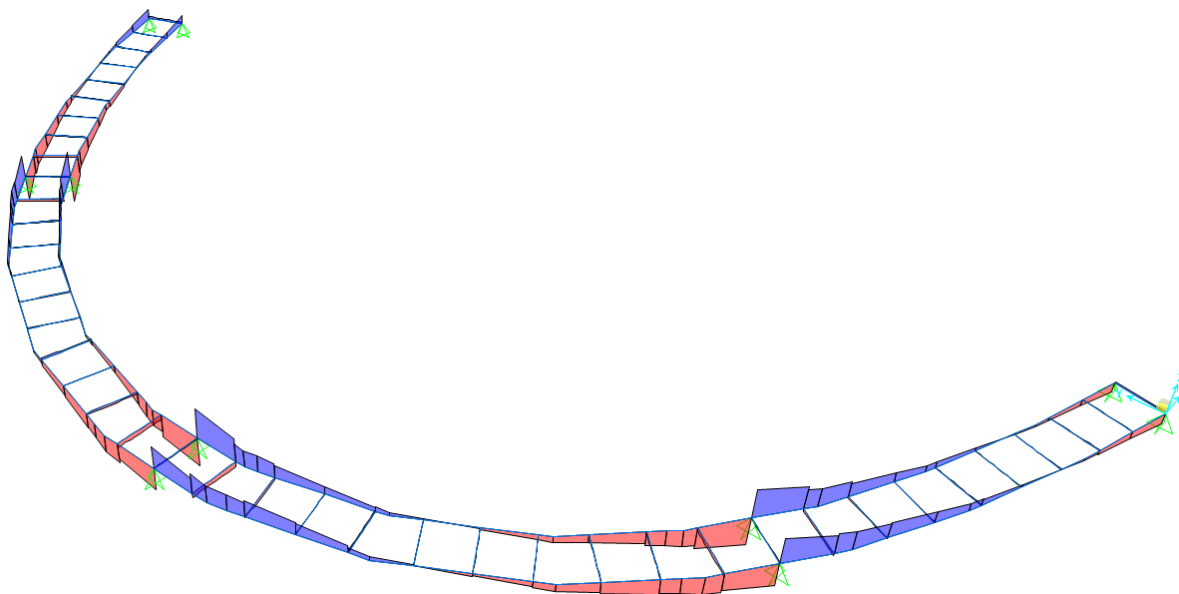


Figura 41 – Azione di taglio per peso proprio acciaio

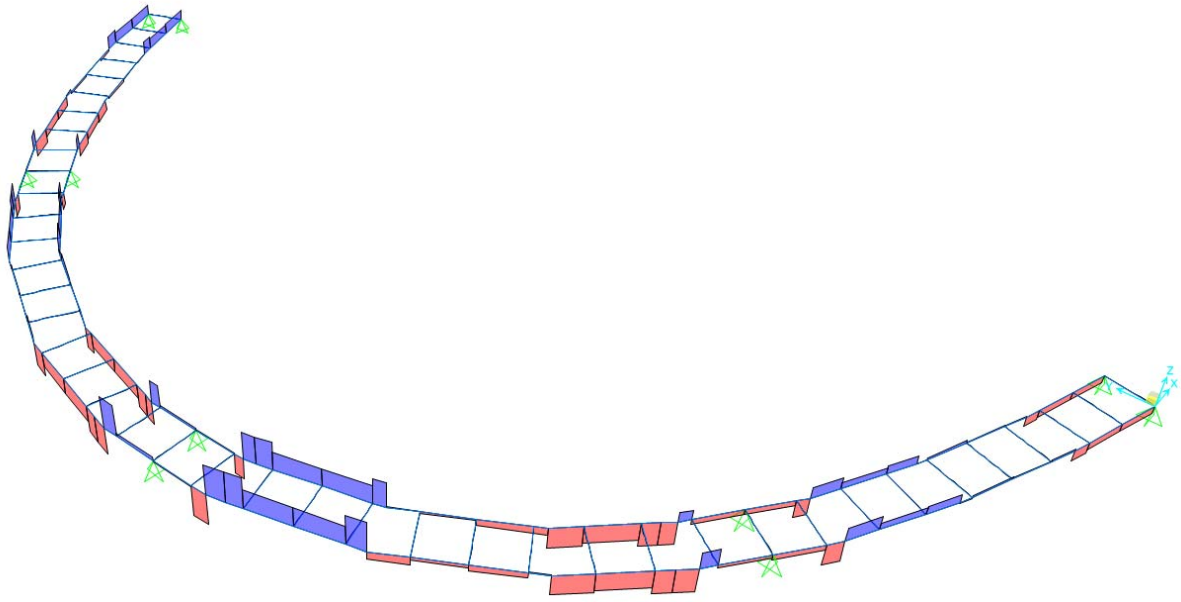


Figura 42 – Azione torcente per peso proprio acciaio

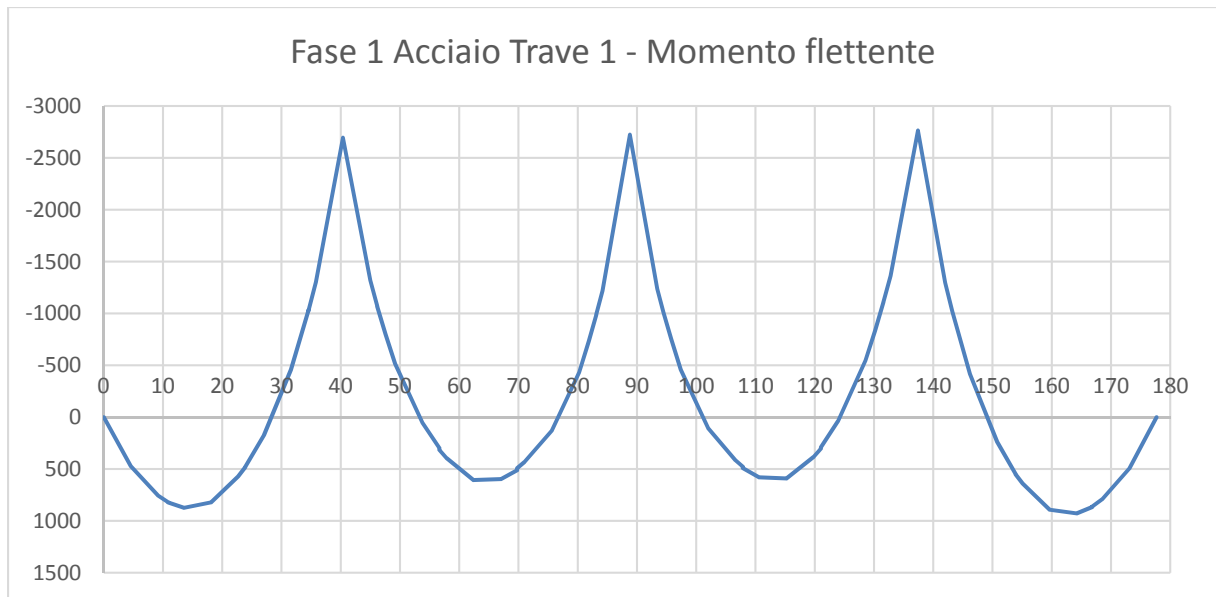


Figura 43 – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva

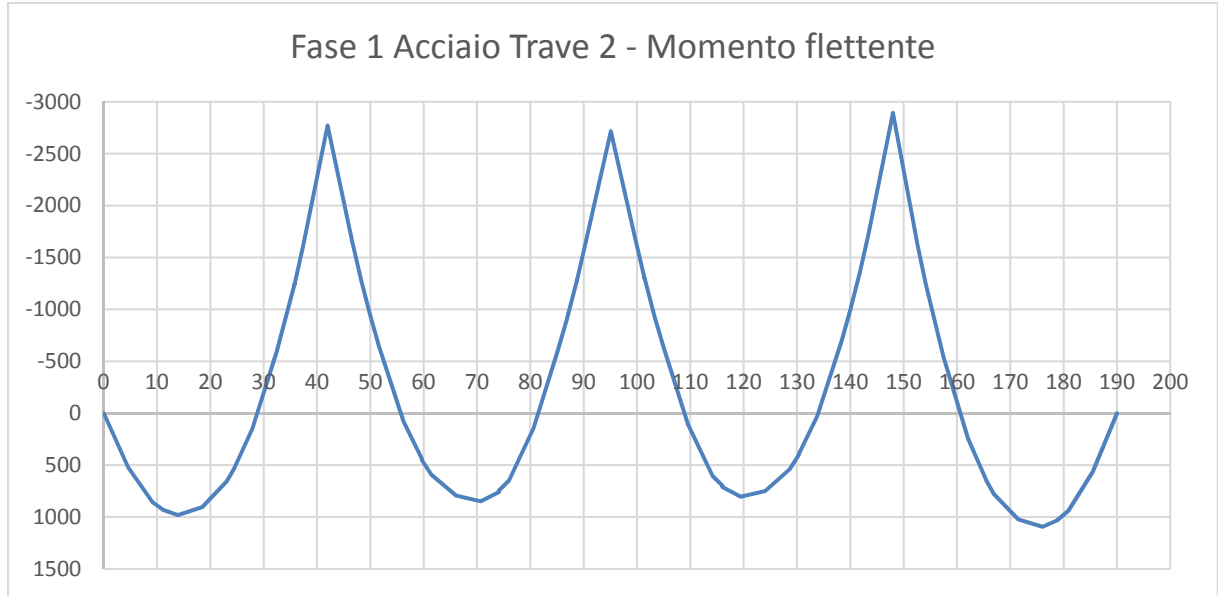


Figura 44 – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva

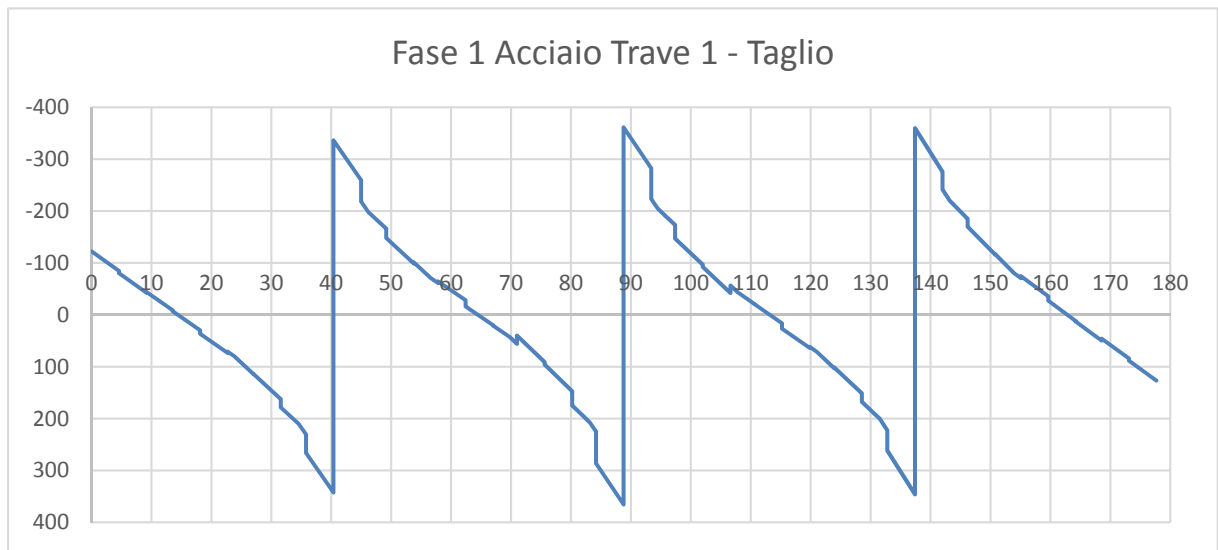


Figura 45 – Taglio per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva

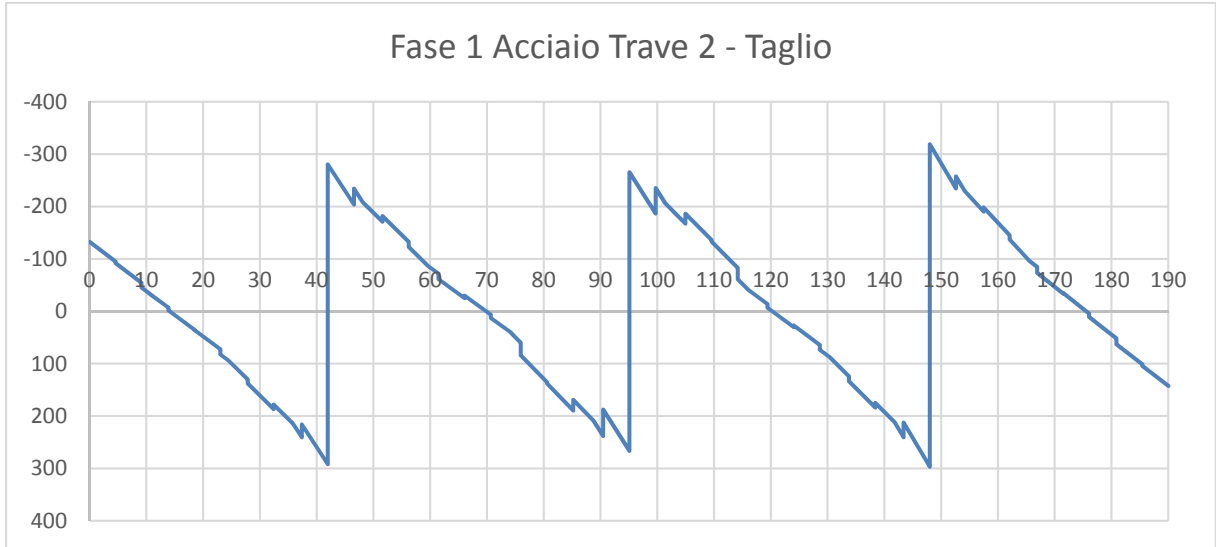


Figura 46 – Taglio per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva

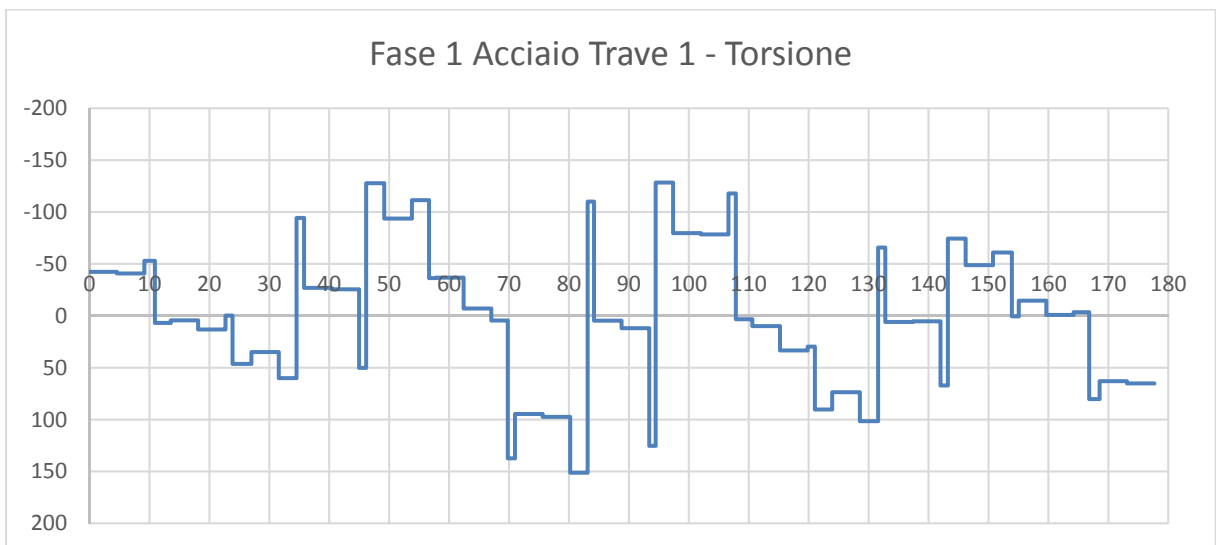


Figura 47 – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 1 – lato interno curva

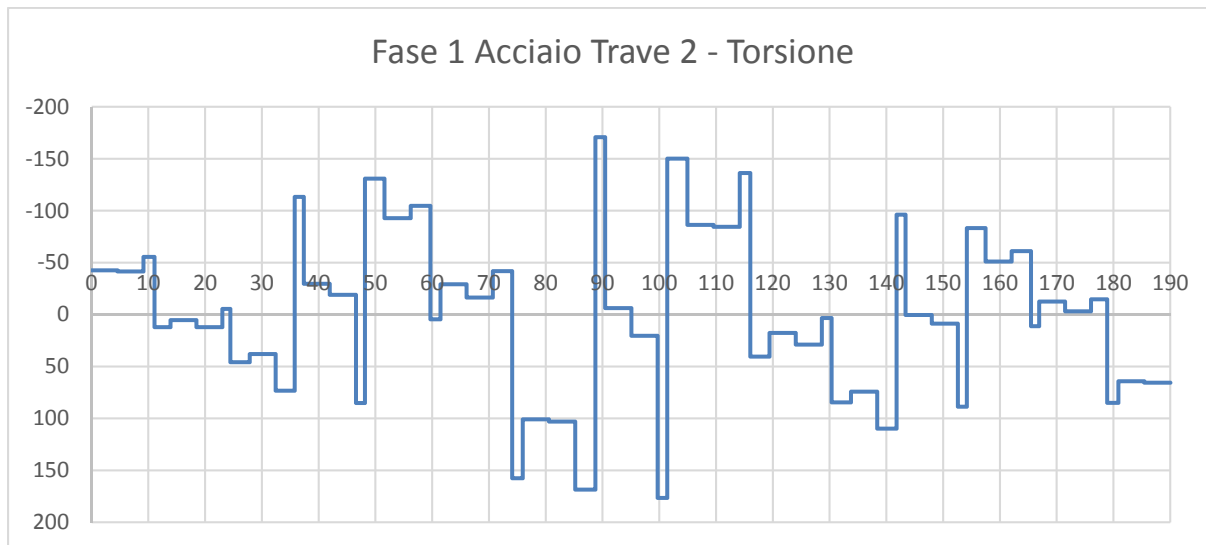


Figura 48 – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 2 – lato esterno curva

7.1.2 Soletta – fase 1

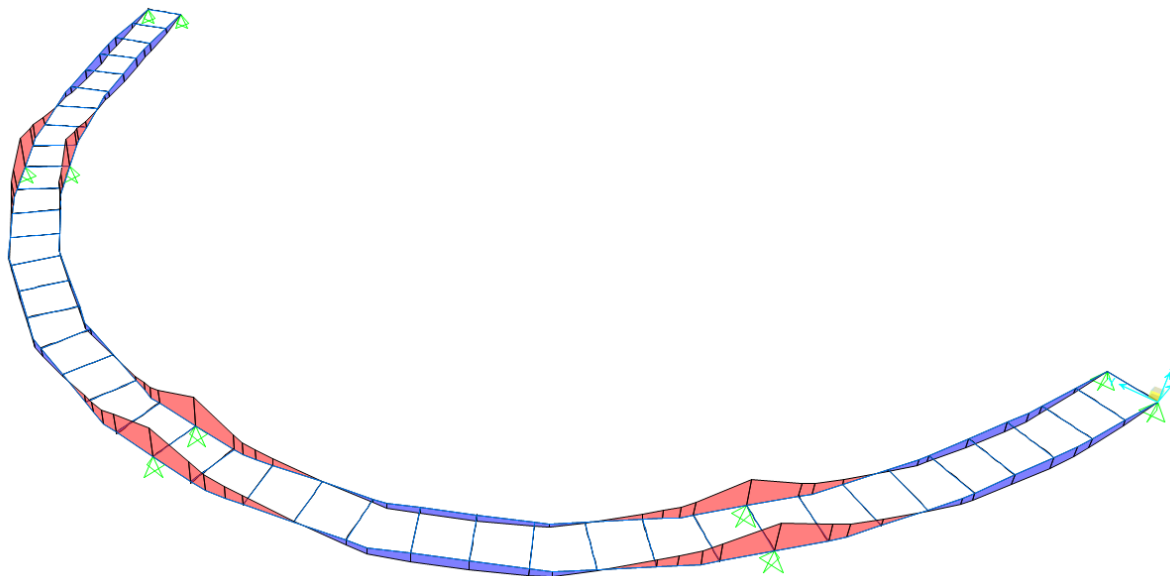


Figura 49 – Momento flettente per peso soletta

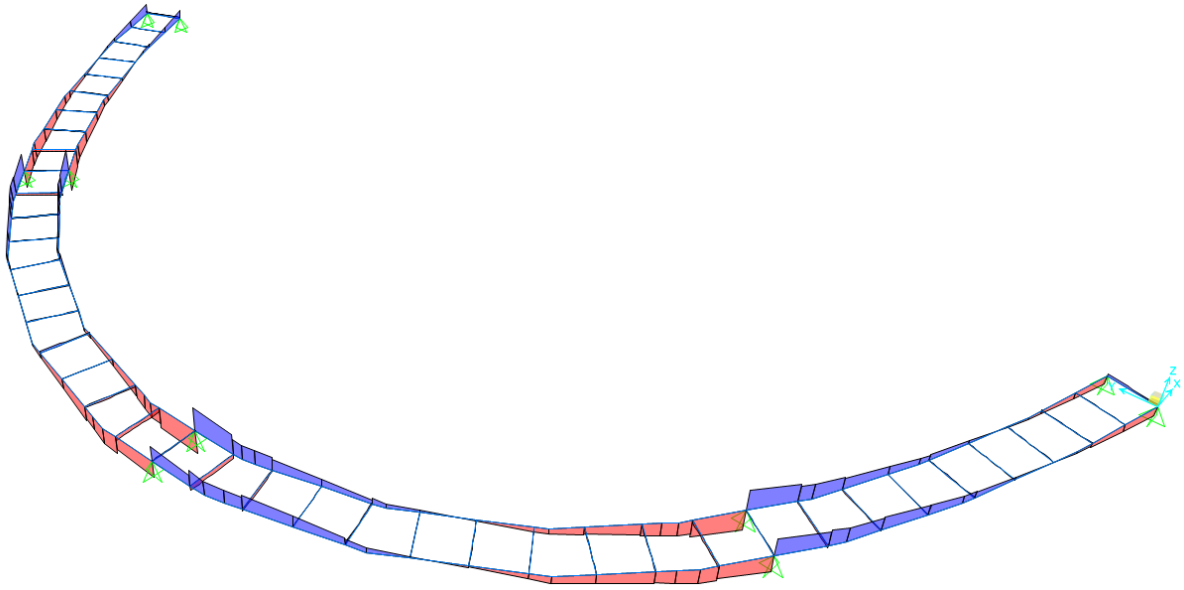


Figura 50 – Azione di taglio per peso soletta

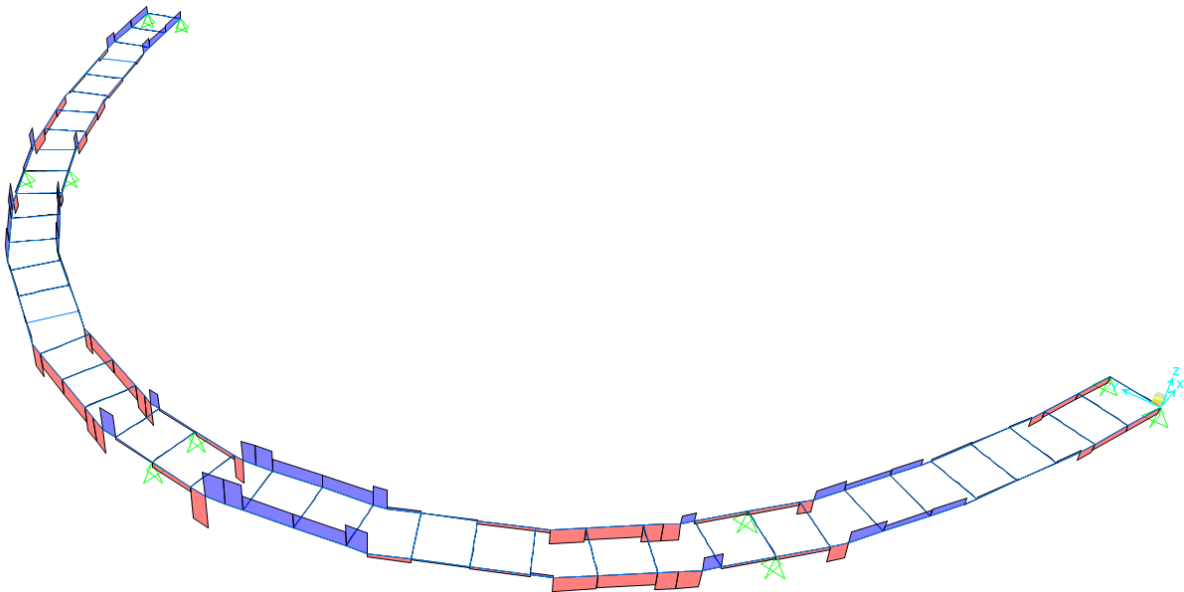


Figura 51 – Azione torcente per peso soletta

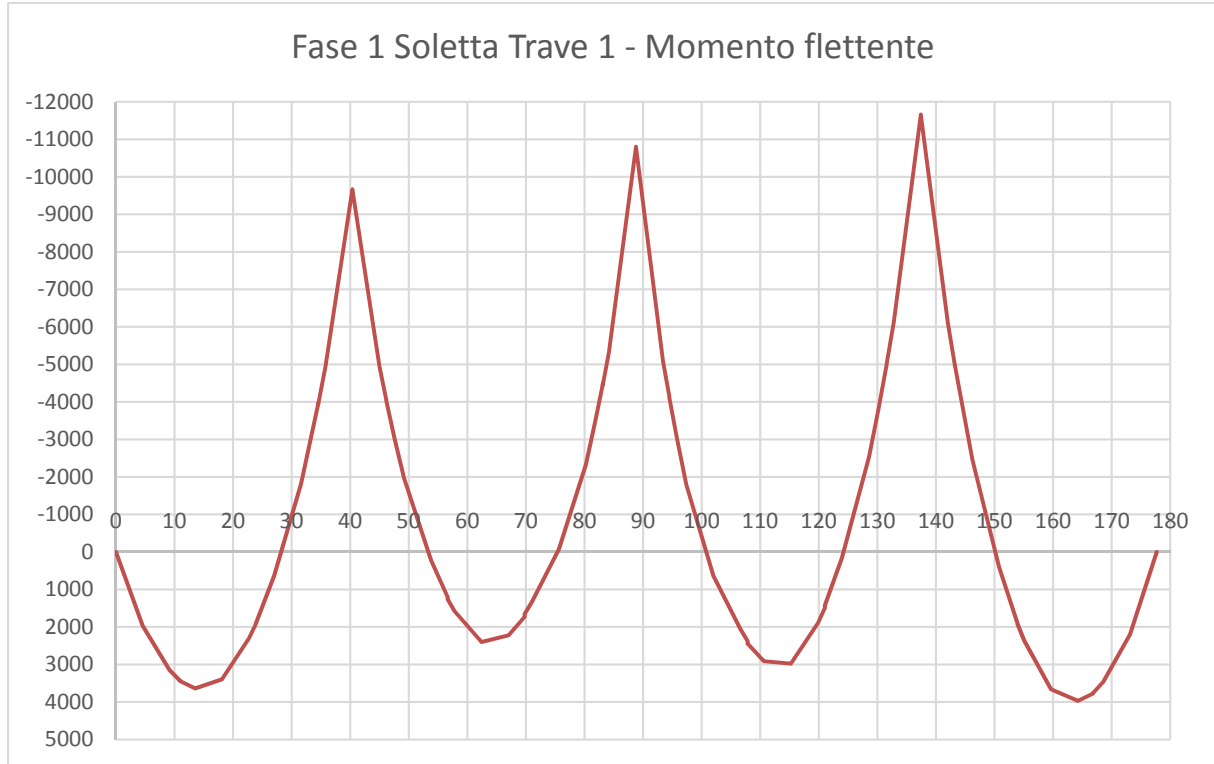


Figura 52 – Momento flettente per peso soletta su trave 1 – lato interno curva

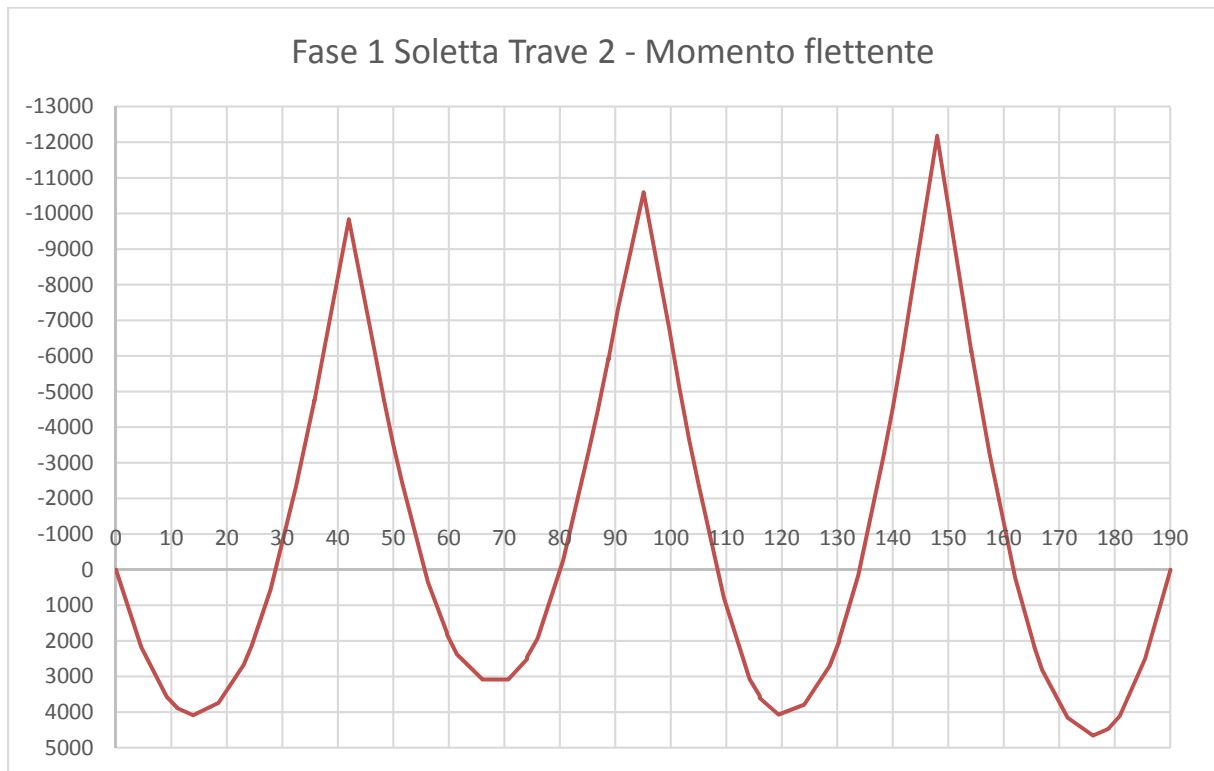


Figura 53 – Momento flettente per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva

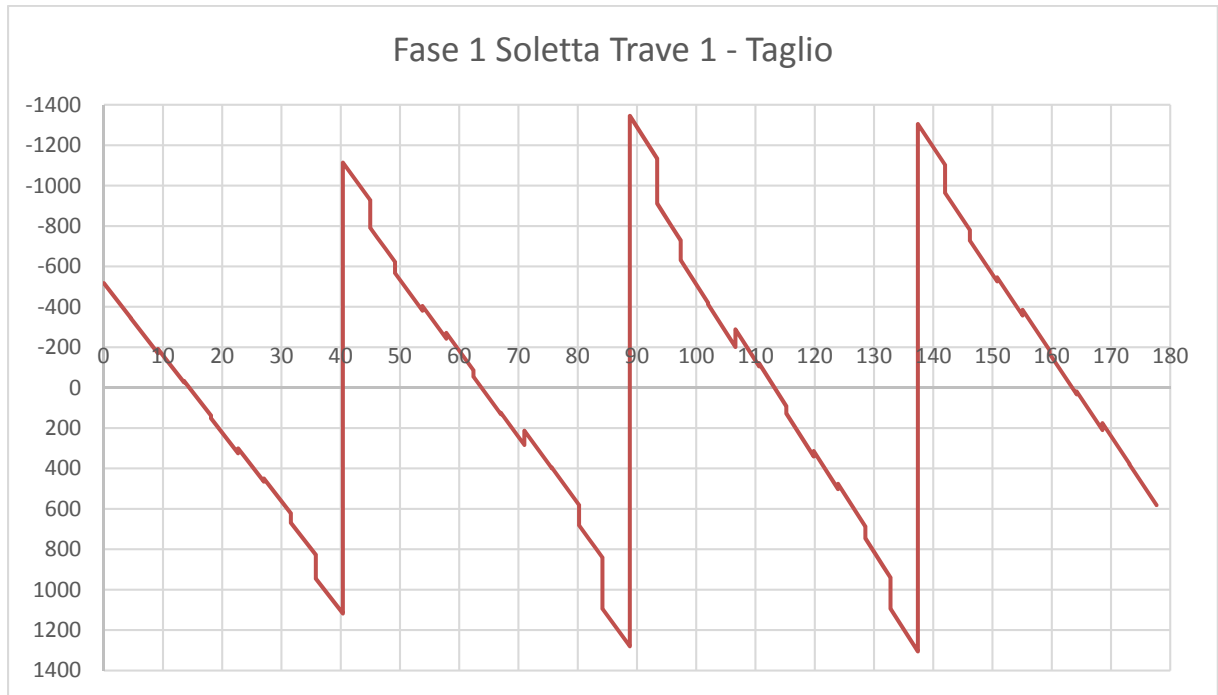


Figura 54 – Taglio per peso soletta su trave 1 – lato interno curva

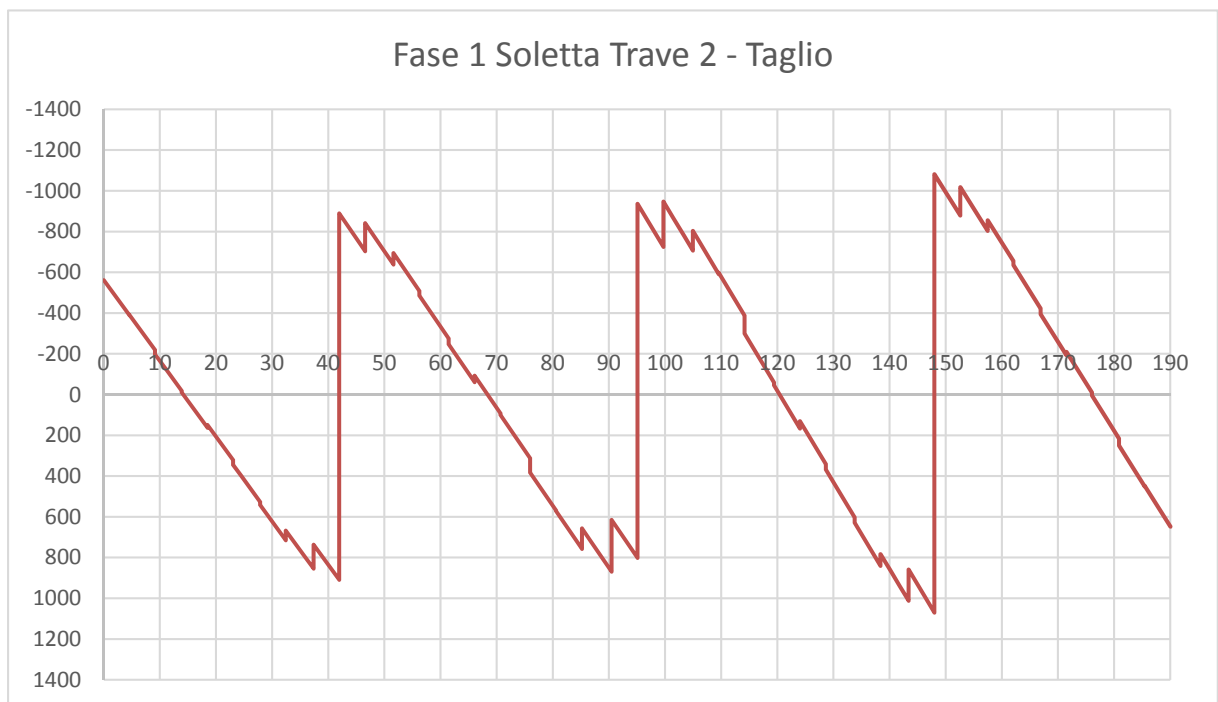


Figura 55 – Taglio per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva

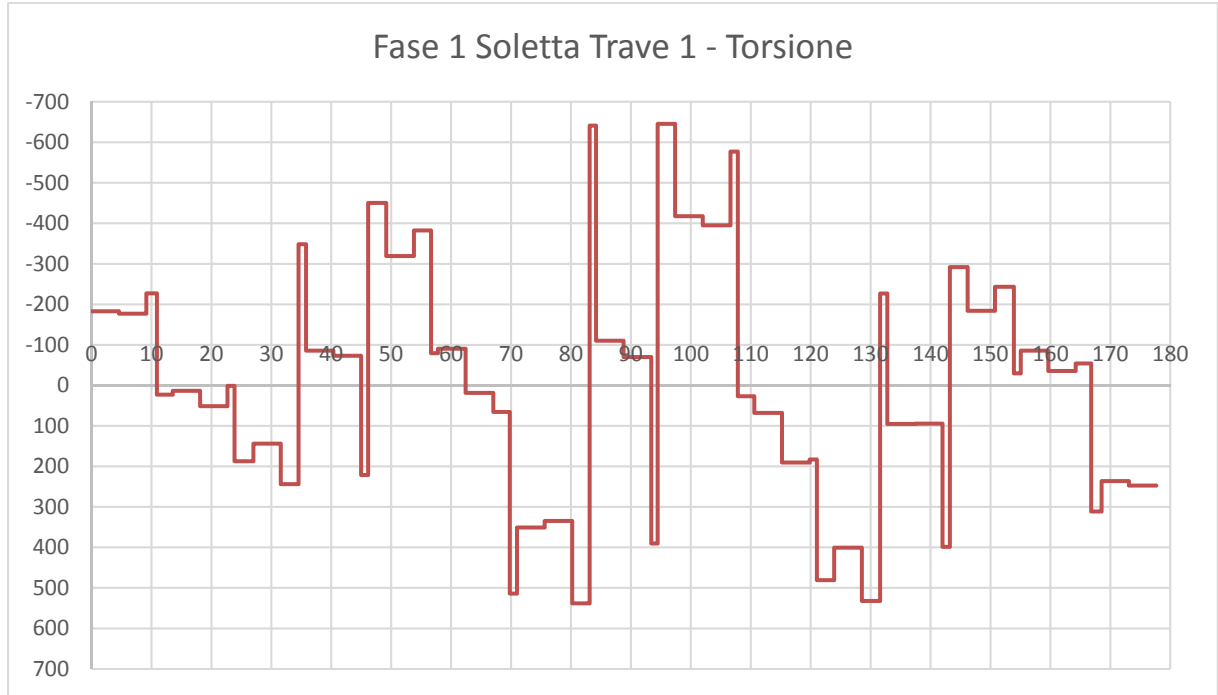


Figura 56 – Momento torcente per peso soletta su trave 1 – lato interno curva

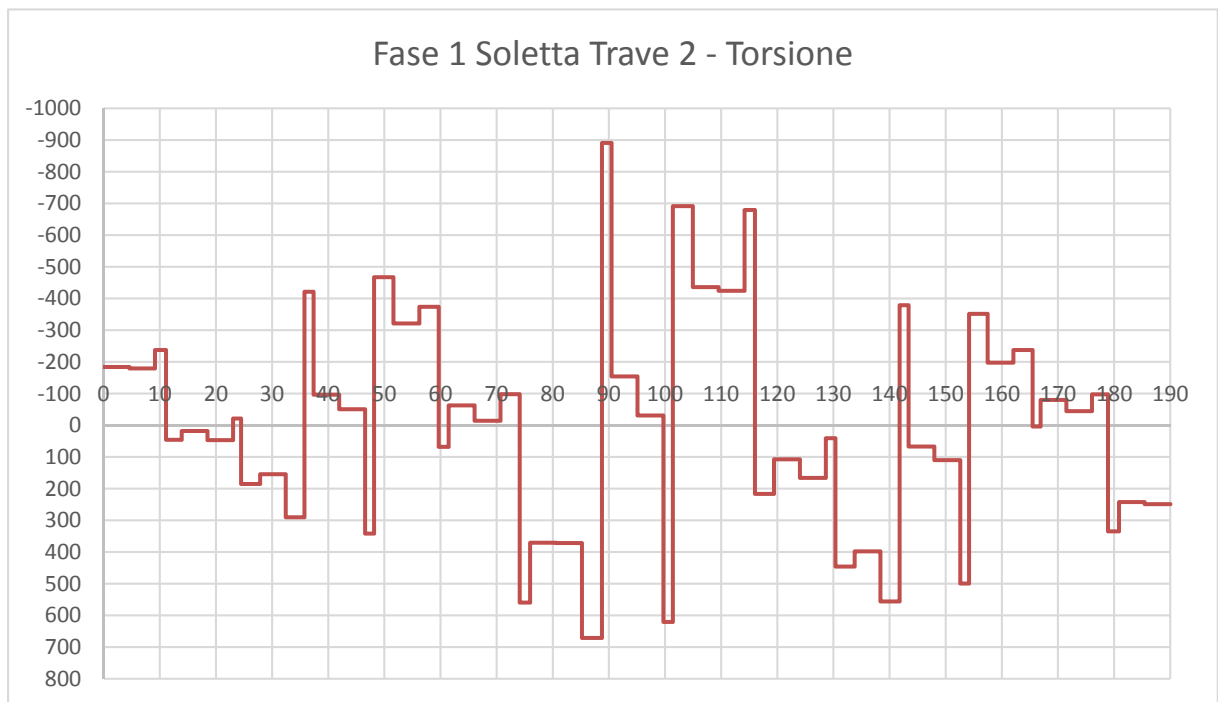


Figura 57 – Momento torcente per peso soletta su trave 2 – lato esterno curva

7.1.3 Permanenti – fase 2a

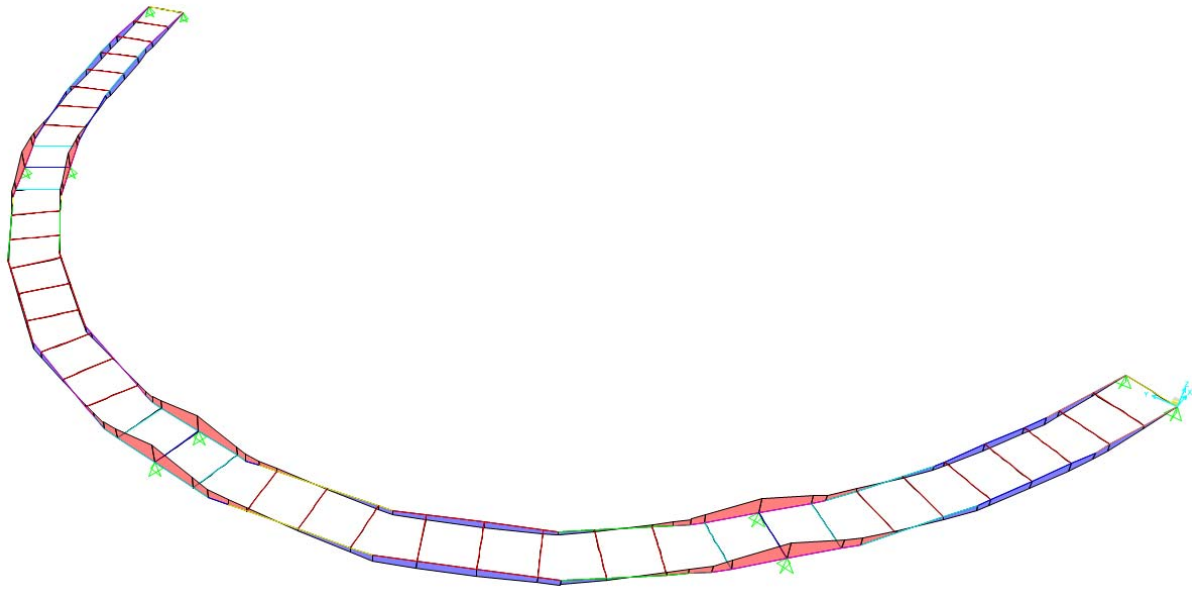


Figura 58 – Momento flettente per carichi permanenti

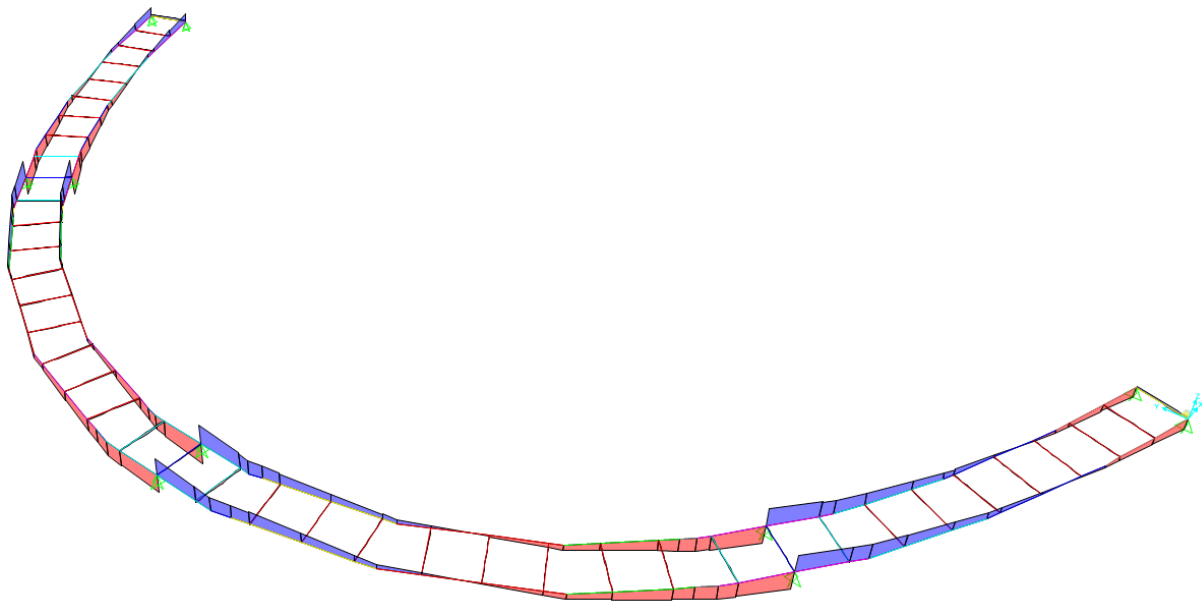


Figura 59 – Taglio per carichi permanenti

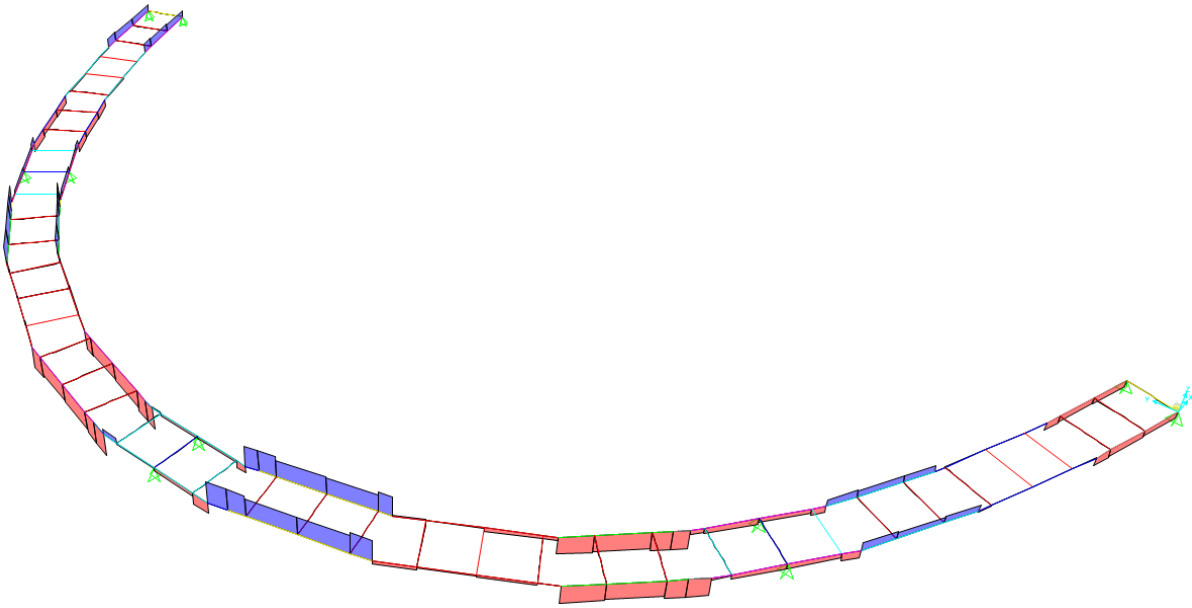


Figura 60 – Azione torcente per carichi permanenti

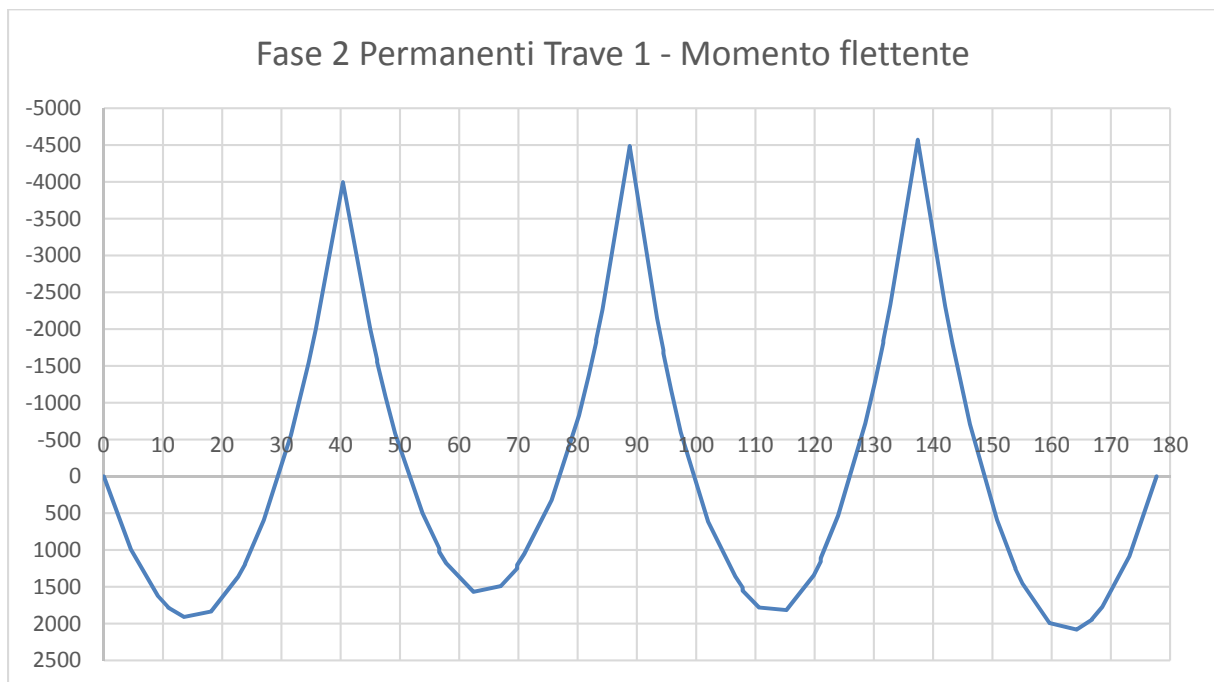


Figura 61 – Momento flettente per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva

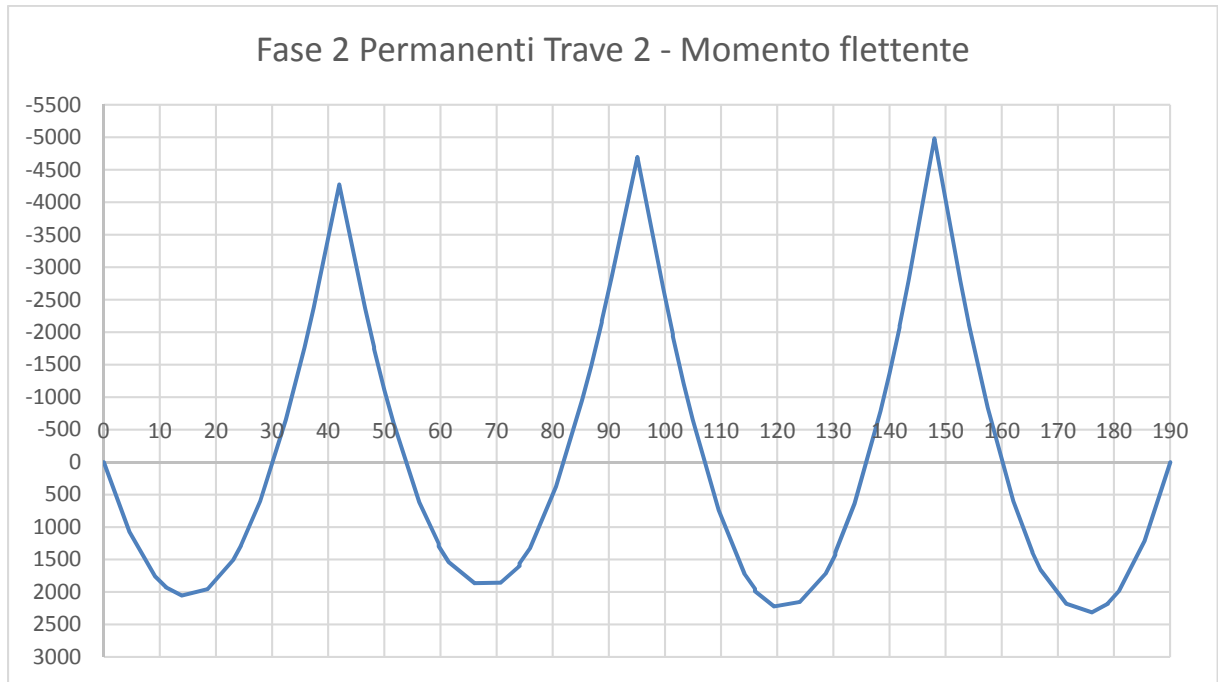


Figura 62 – Momento flettente per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva

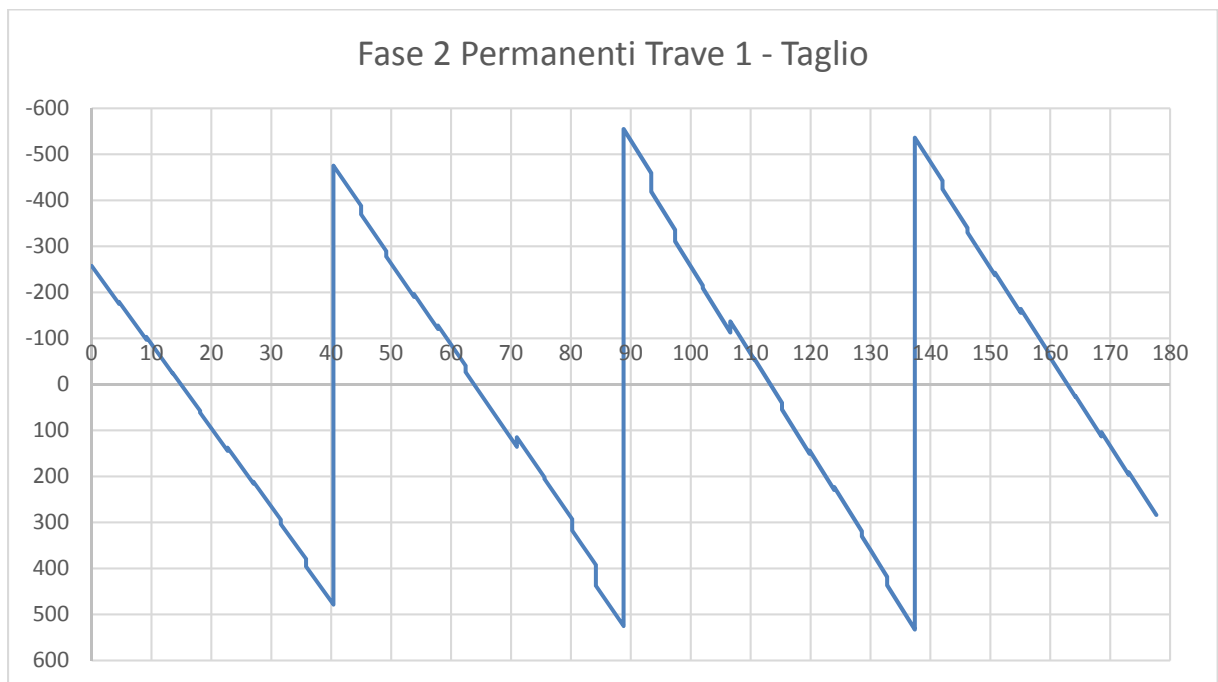


Figura 63 – Taglio per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva

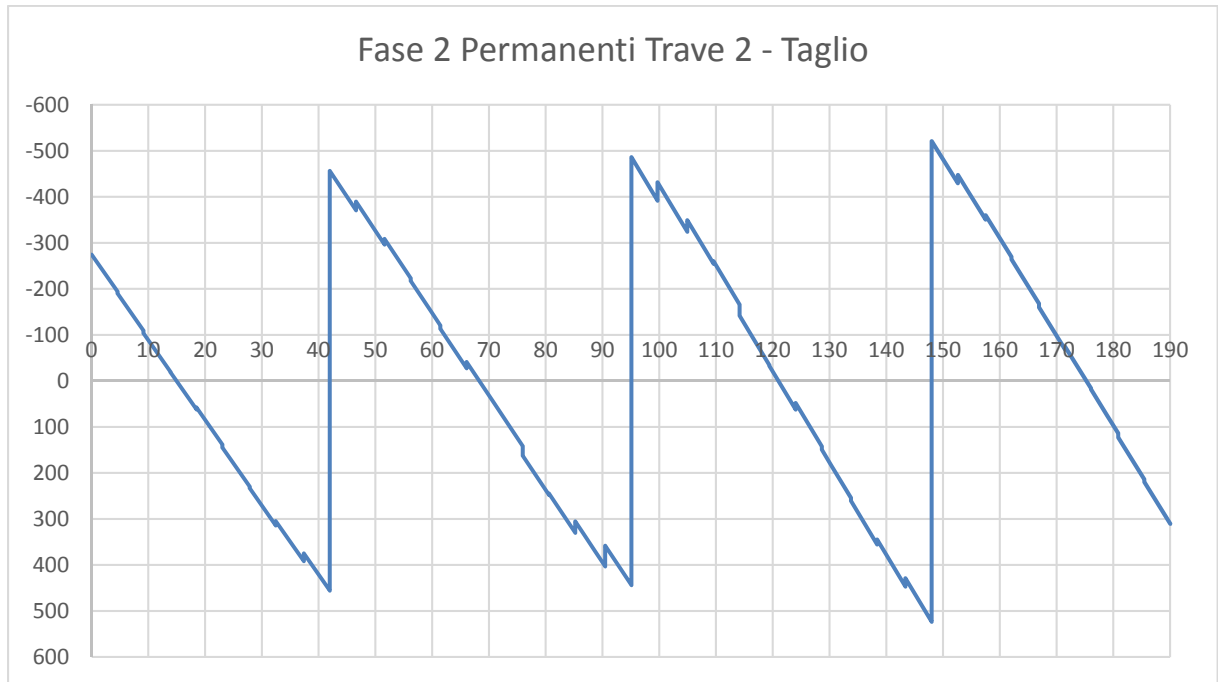


Figura 64 – Taglio per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva

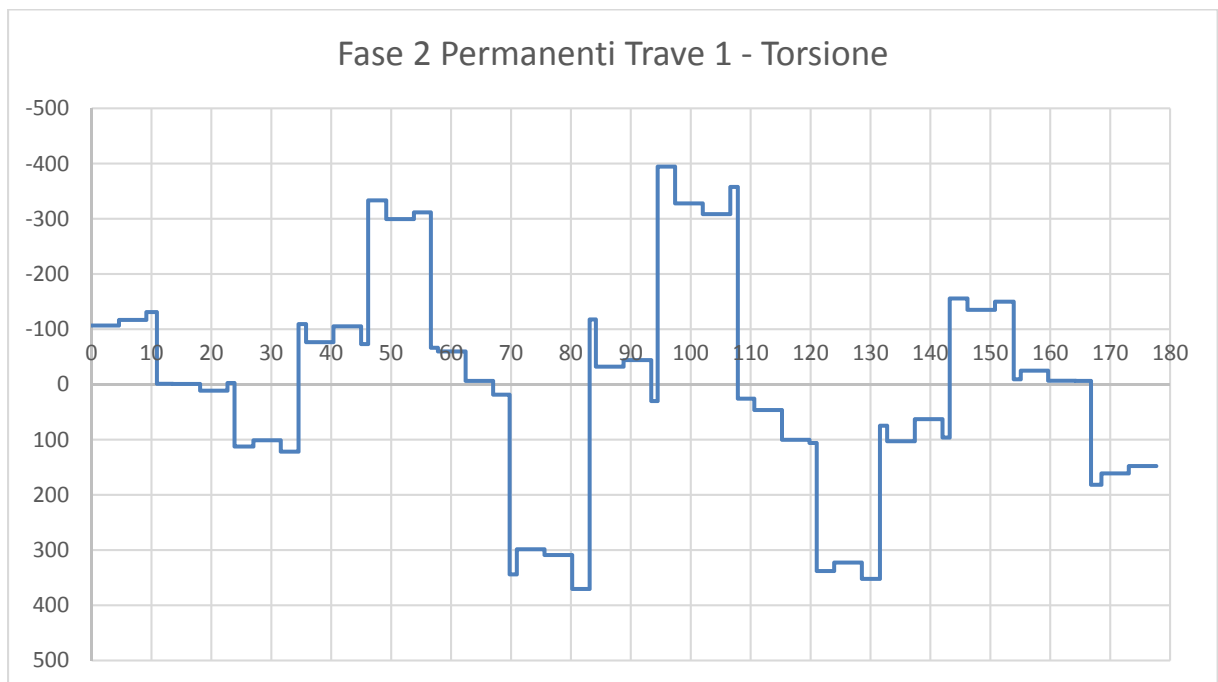


Figura 65 – Momento torcente per carichi permanenti su trave 1 – lato interno curva

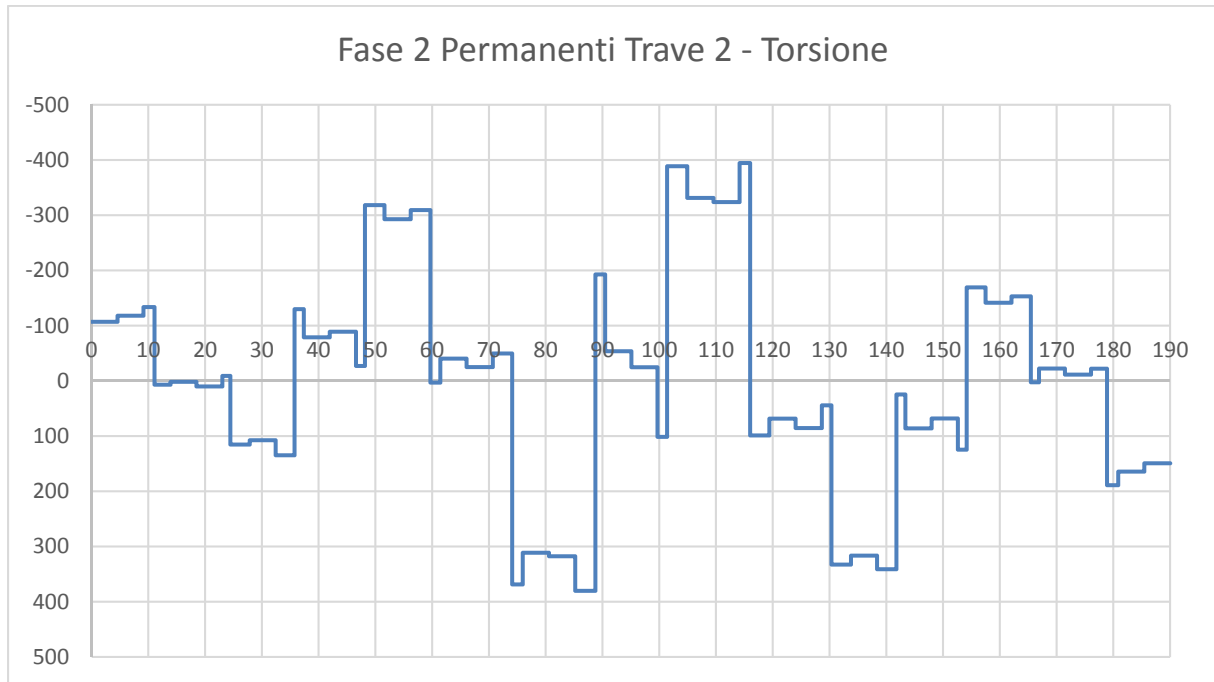


Figura 66 – Momento torcente per carichi permanenti su trave 2 – lato esterno curva

7.1.4 Cedimenti – fase 2c

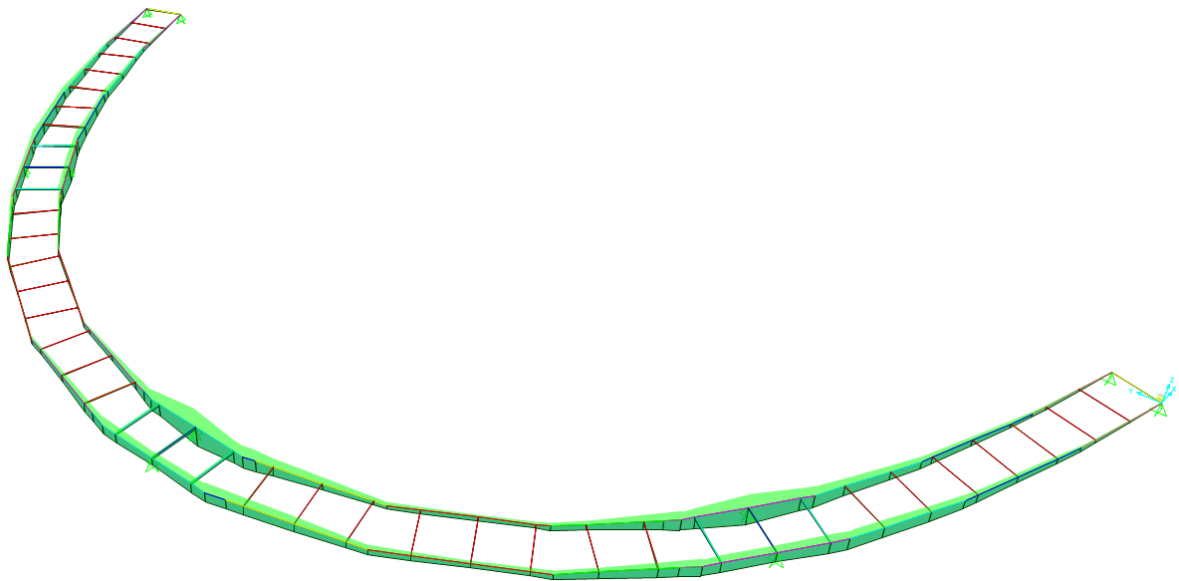


Figura 67 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti

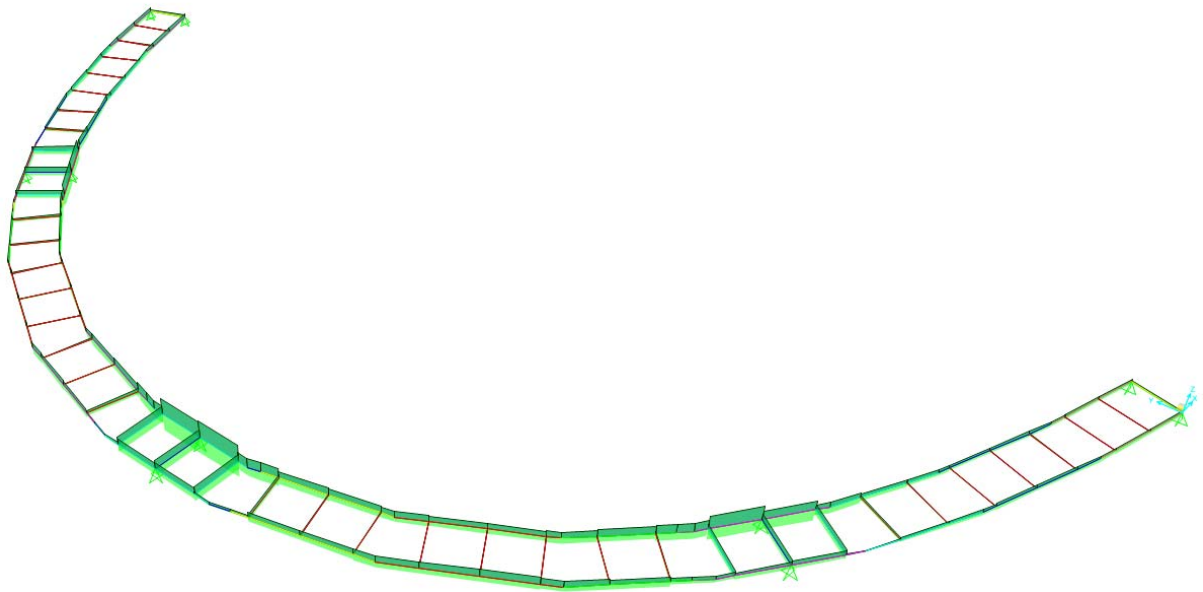


Figura 68 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti

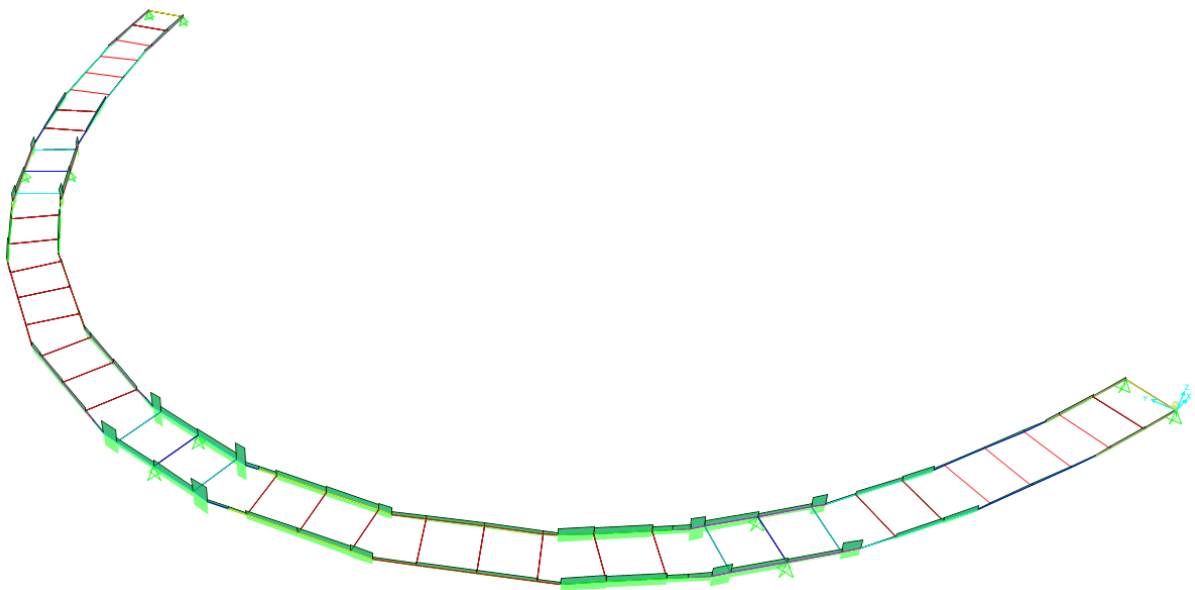


Figura 69 – Azione torcente per carichi indotti dai cedimenti

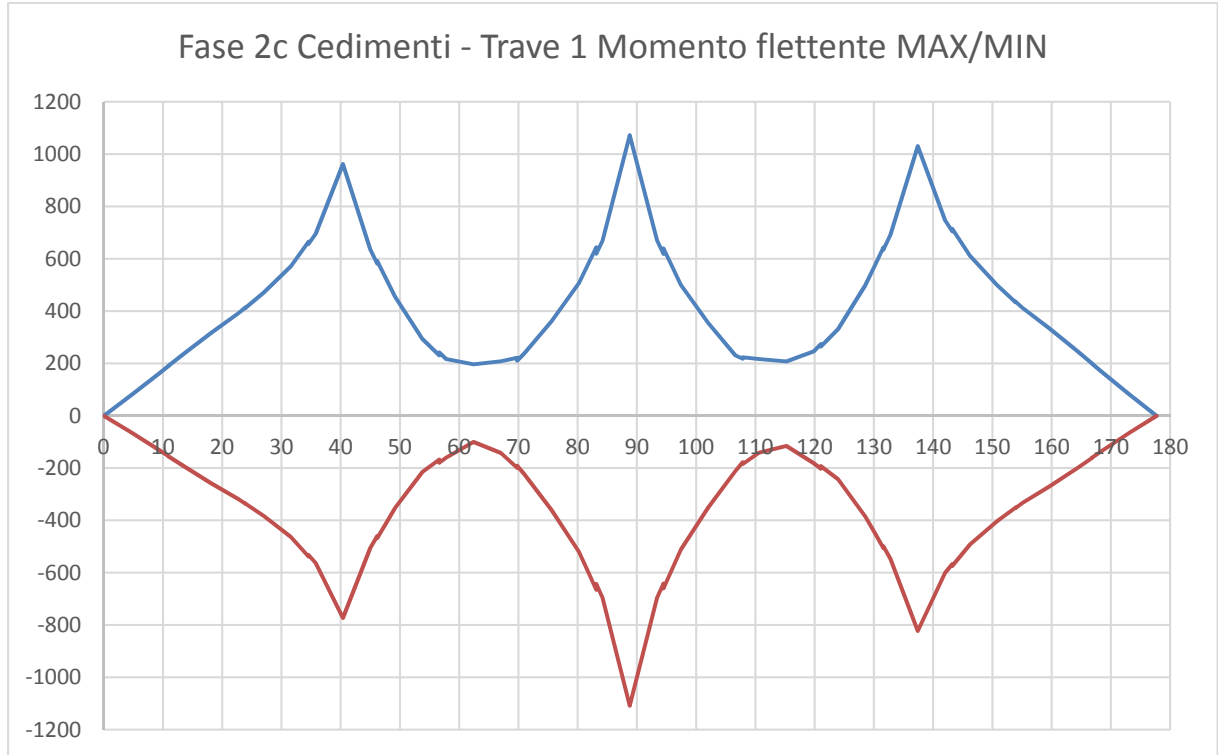


Figura 70 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva

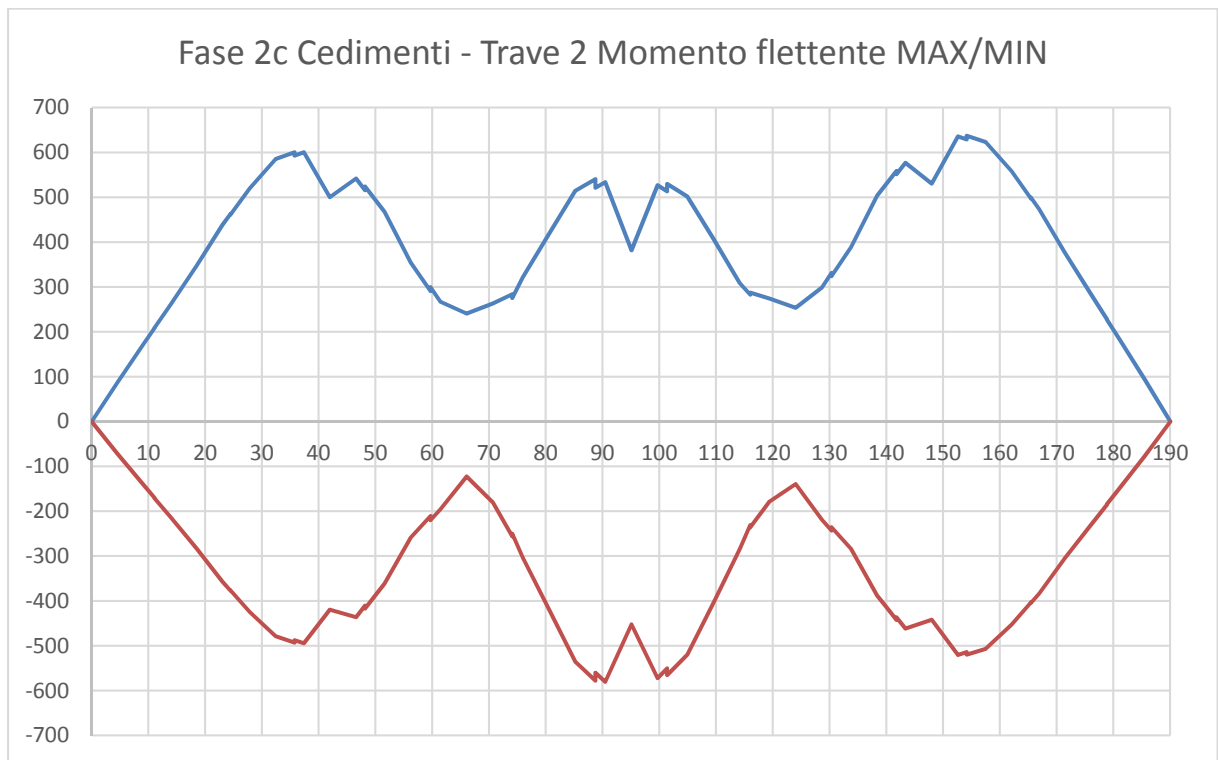


Figura 71 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva

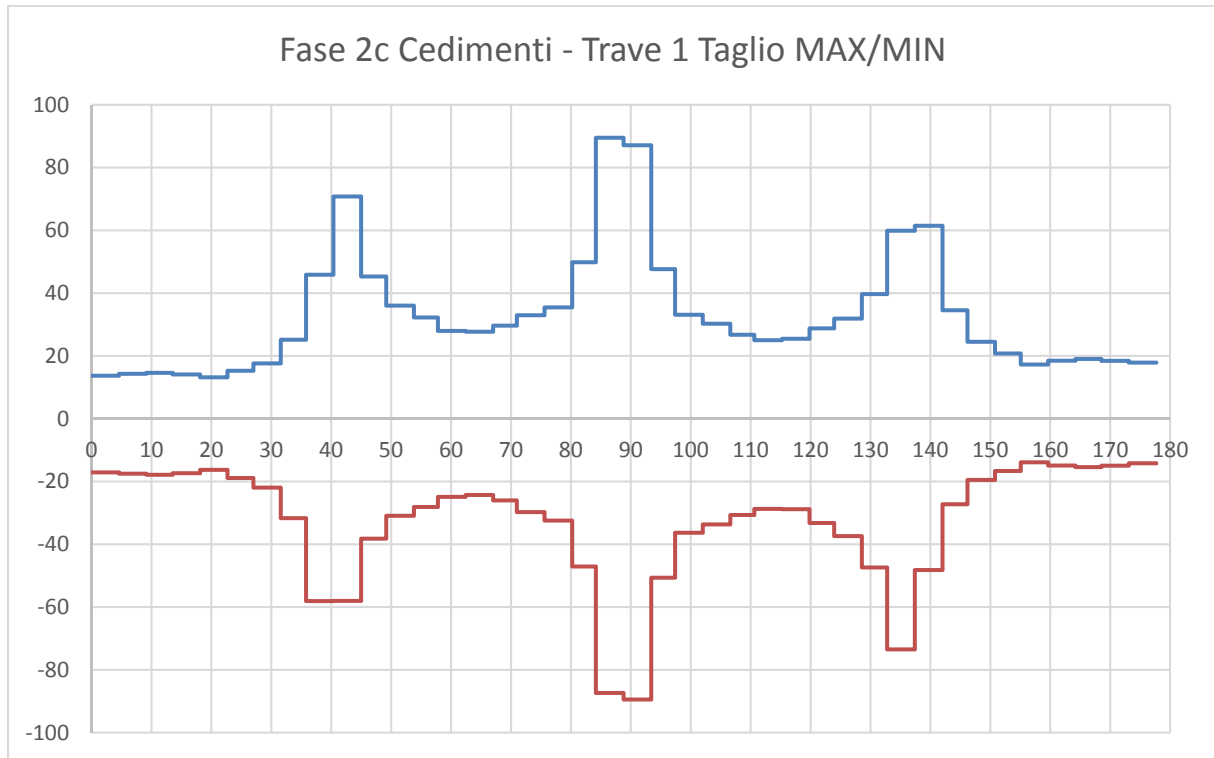


Figura 72 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva

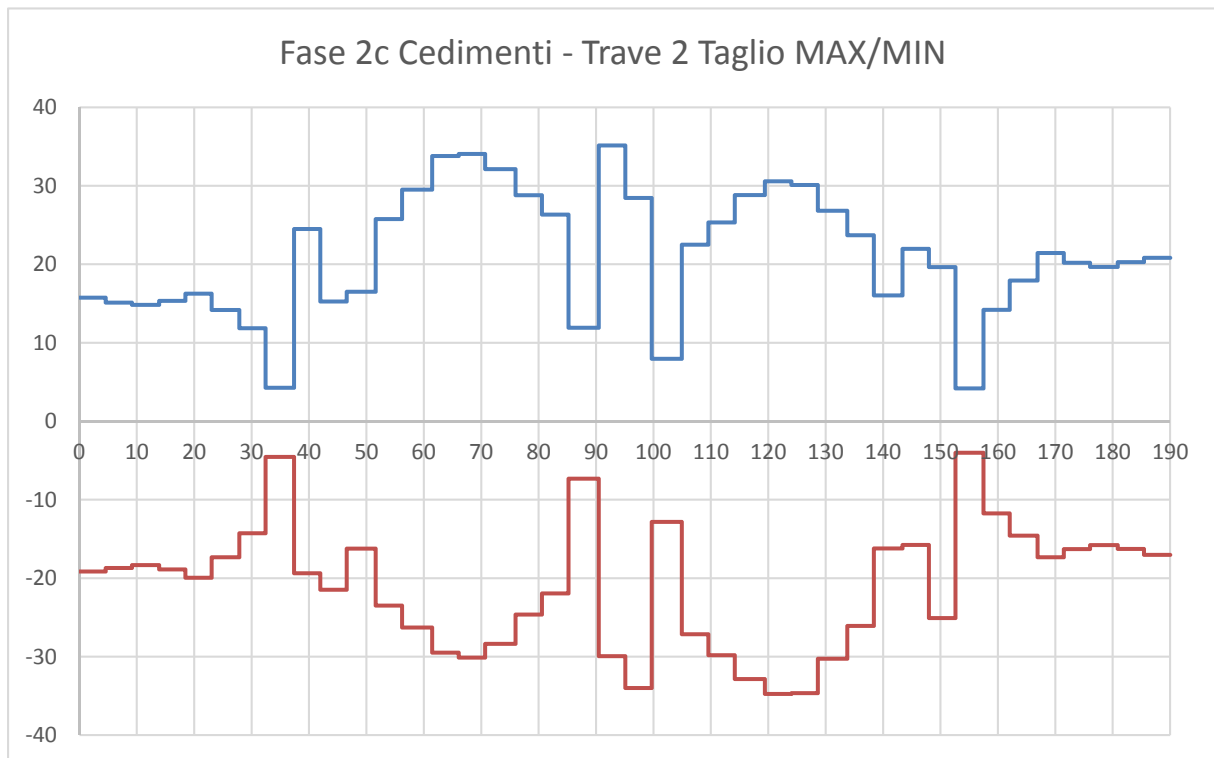


Figura 73 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva

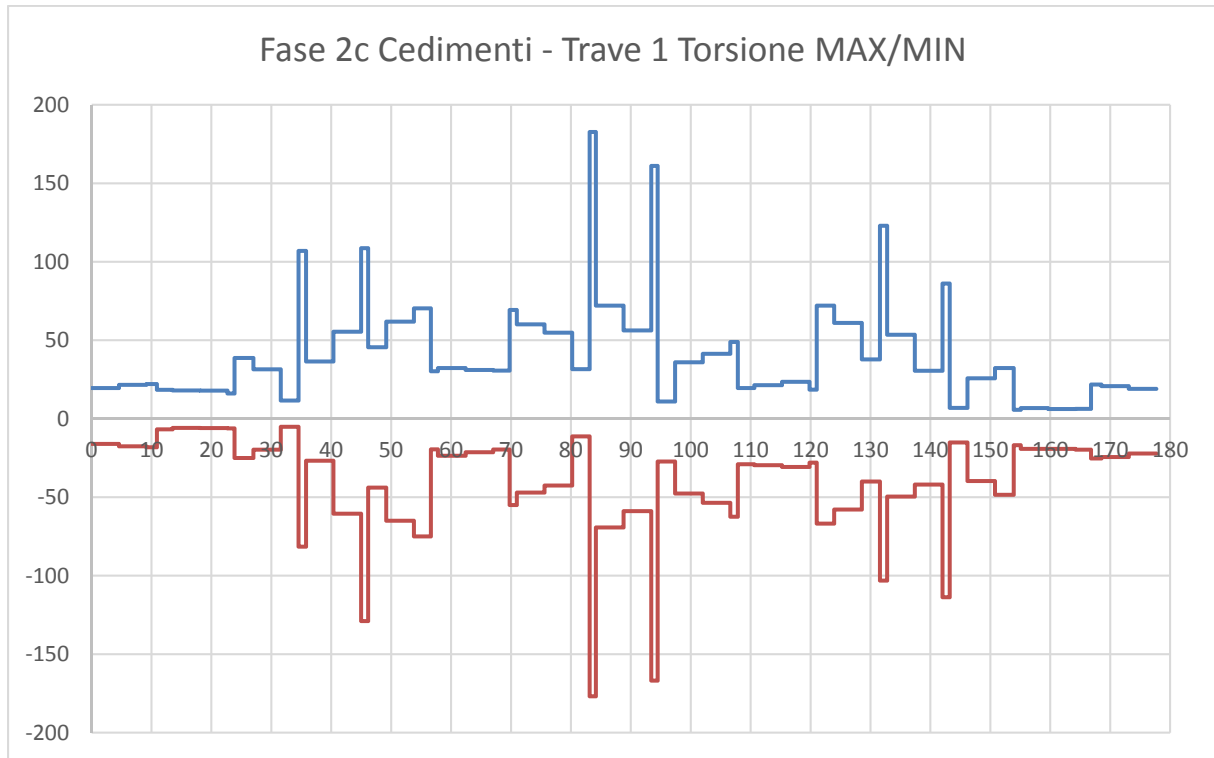


Figura 74 – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1 – lato interno curva

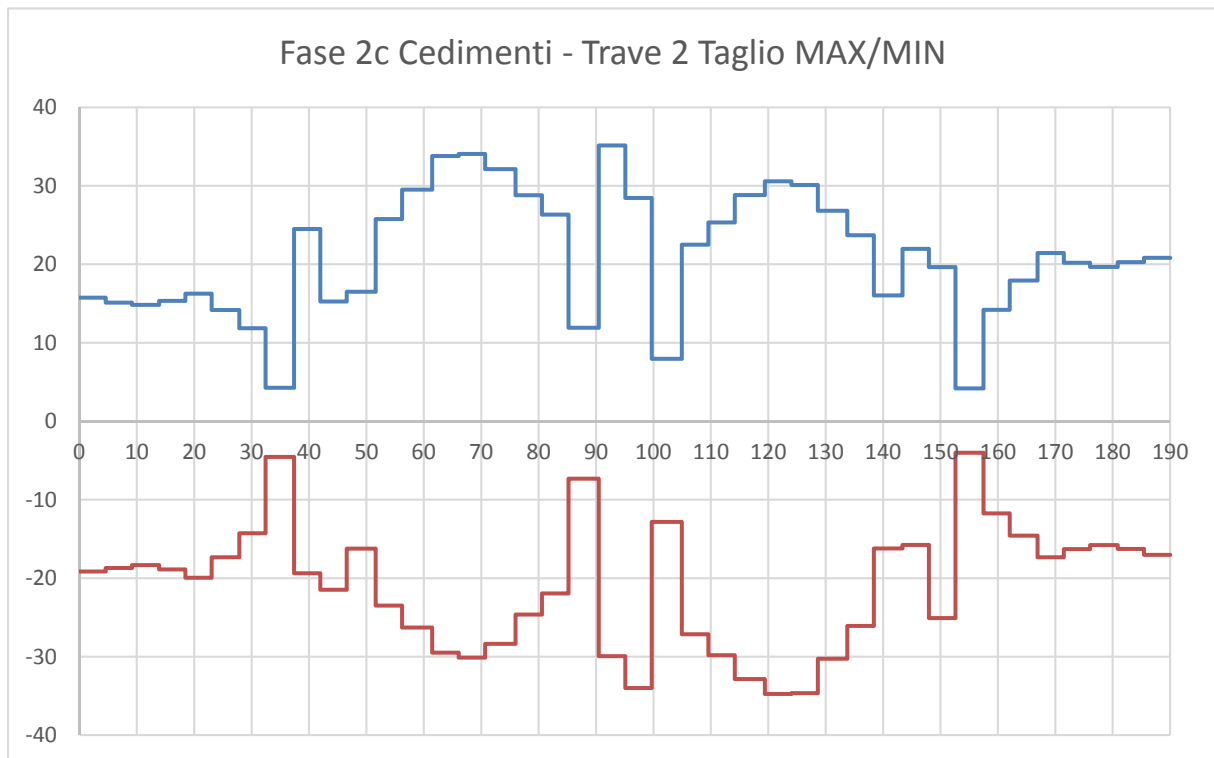


Figura 75 – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2 – lato esterno curva

7.1.5 Accidentali mezzi – fase 3

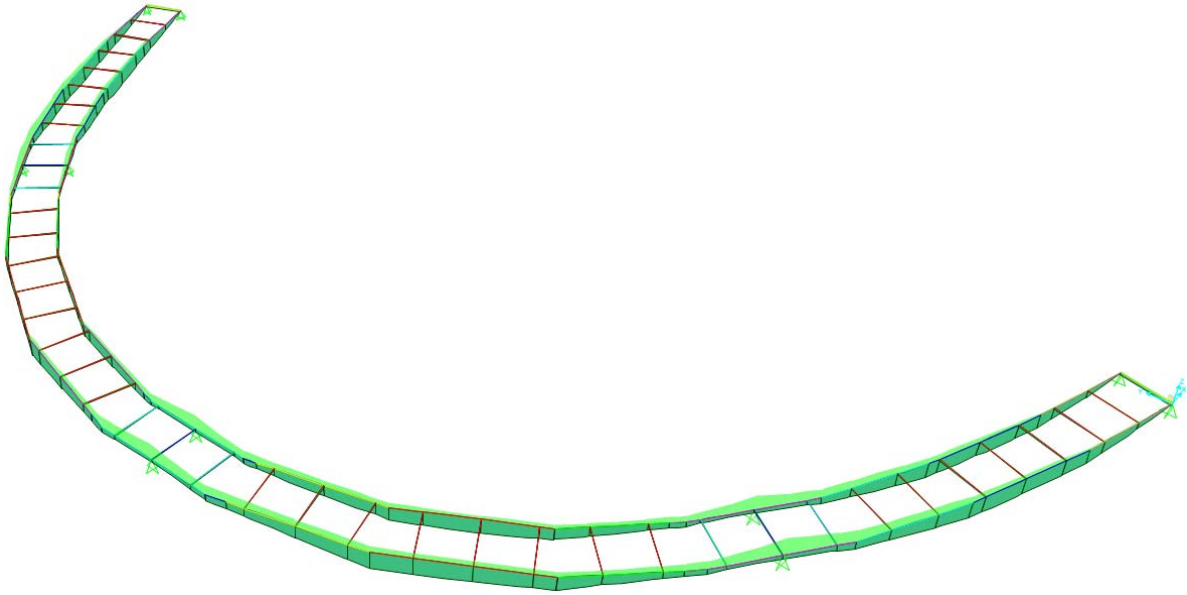


Figura 76 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi

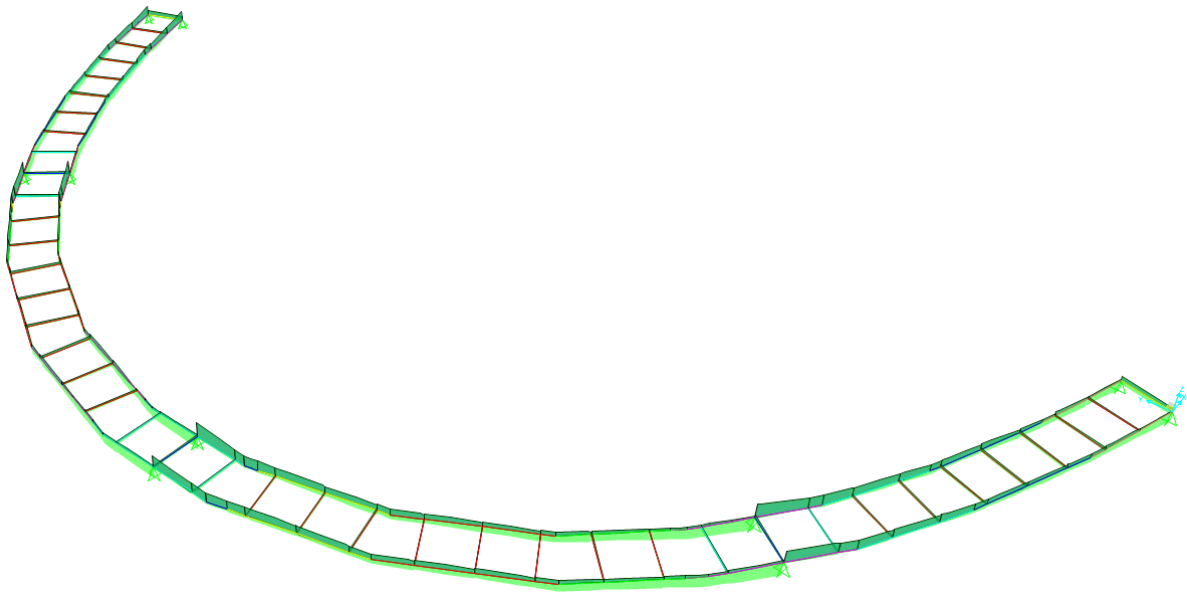


Figura 77 – Taglio per carichi accidentali mezzi

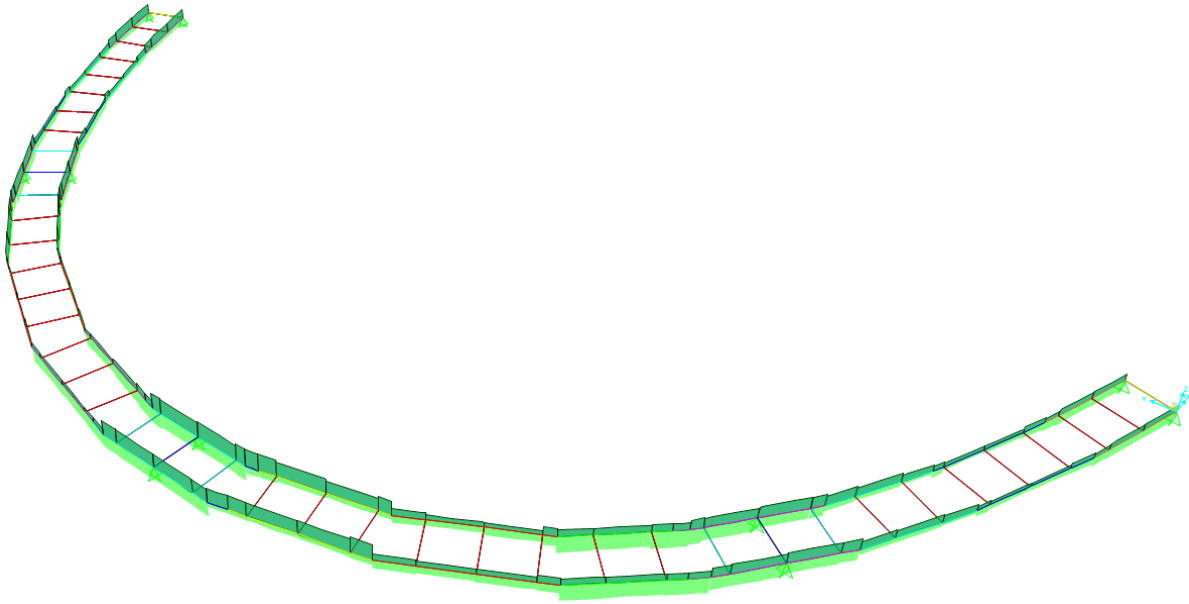


Figura 78 – Azione torcente per carichi accidentali mezzi

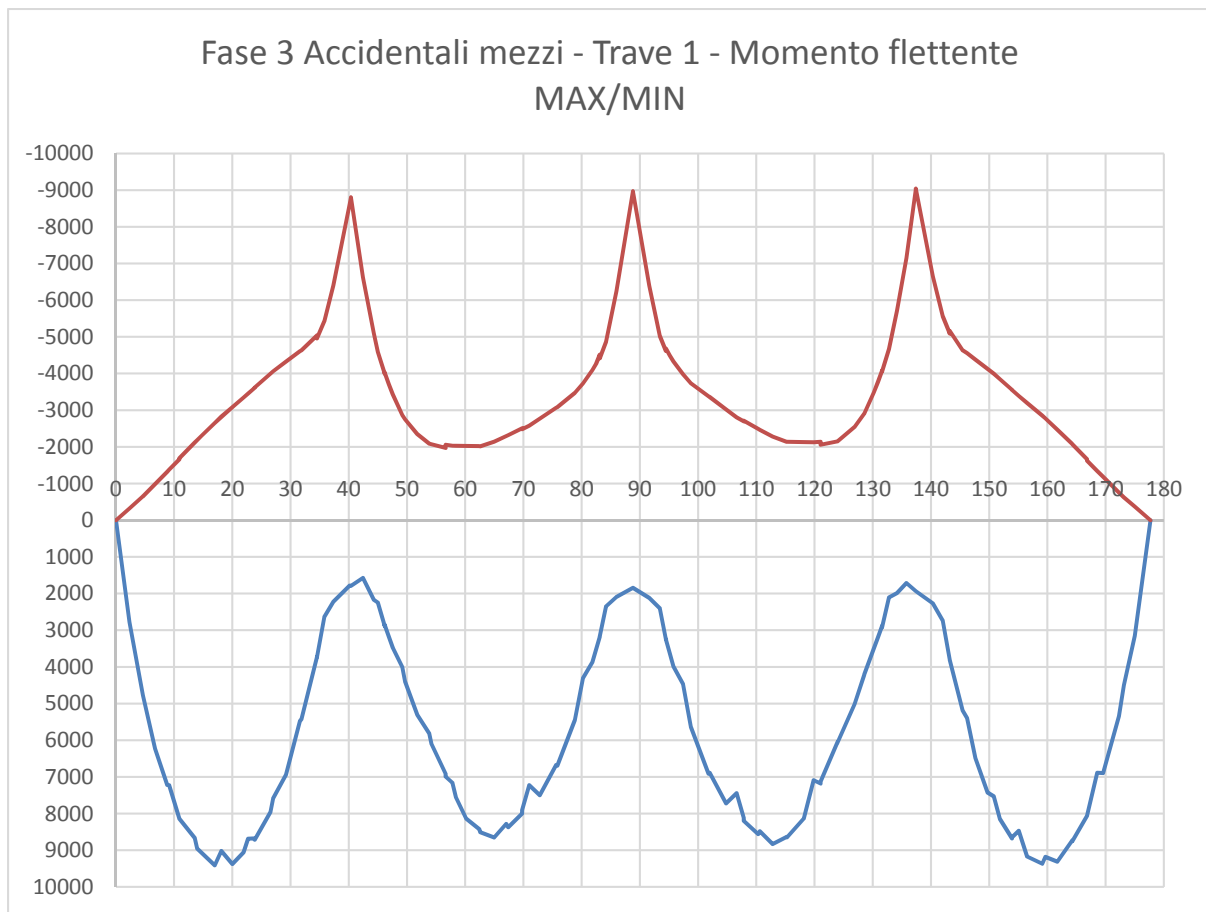


Figura 79 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva

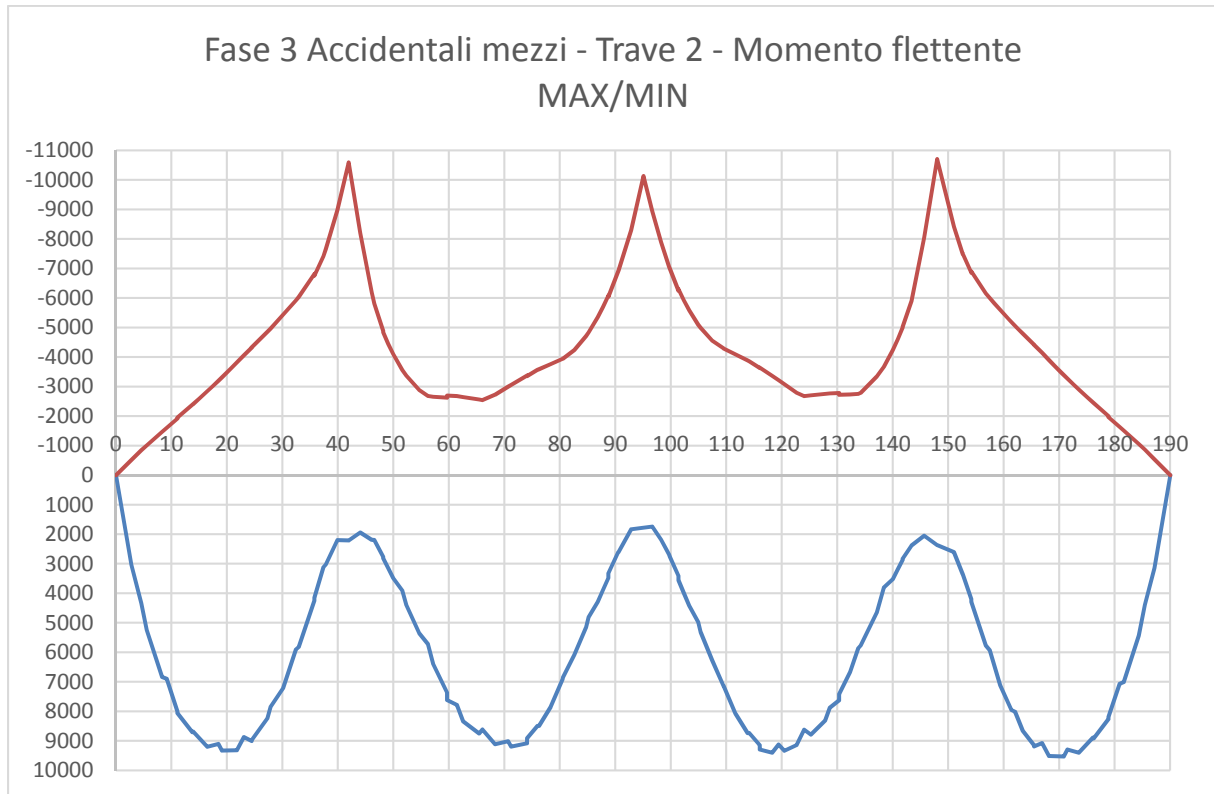


Figura 80 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva

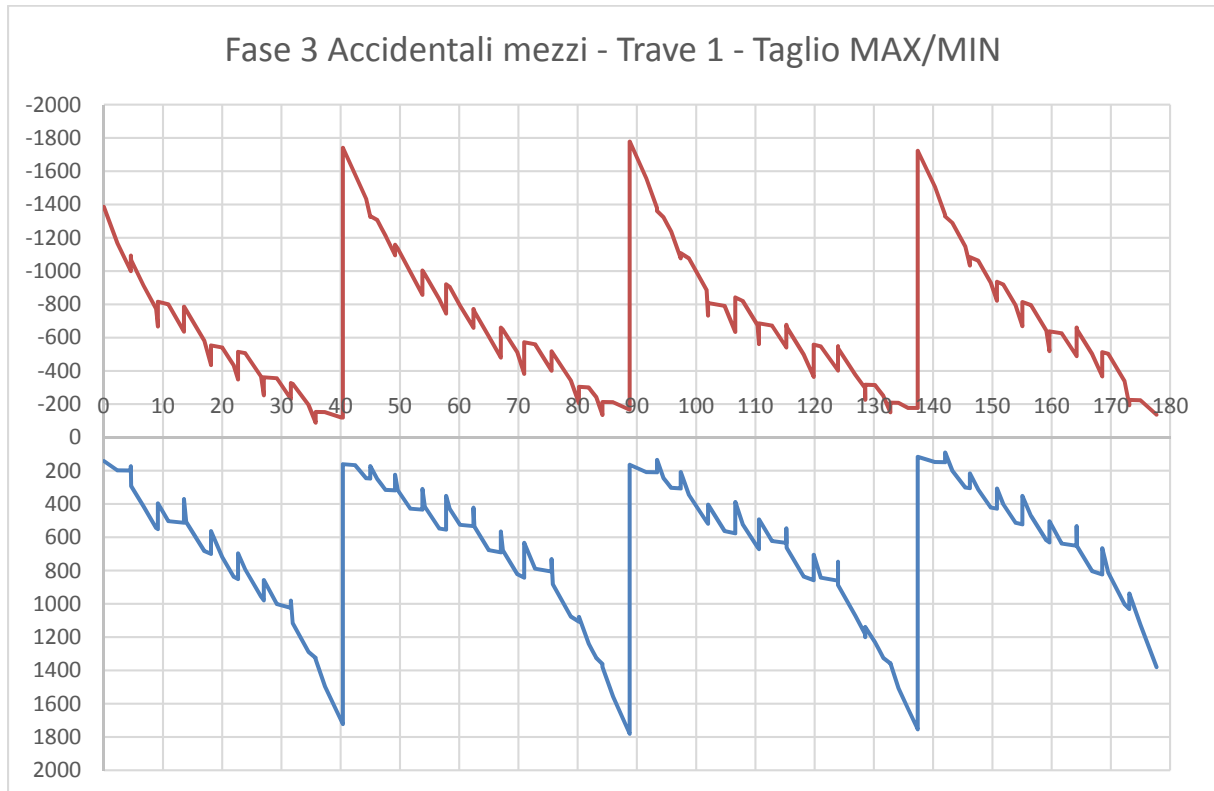


Figura 81 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva

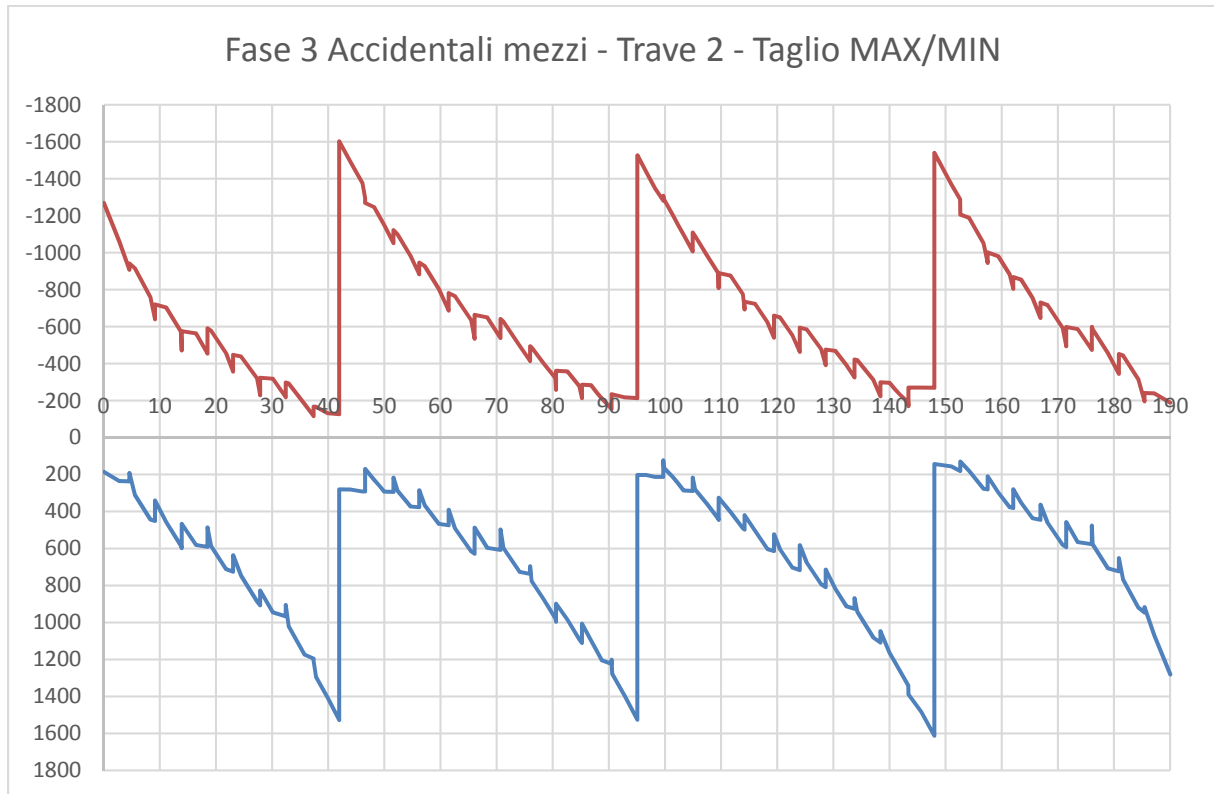


Figura 82 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva

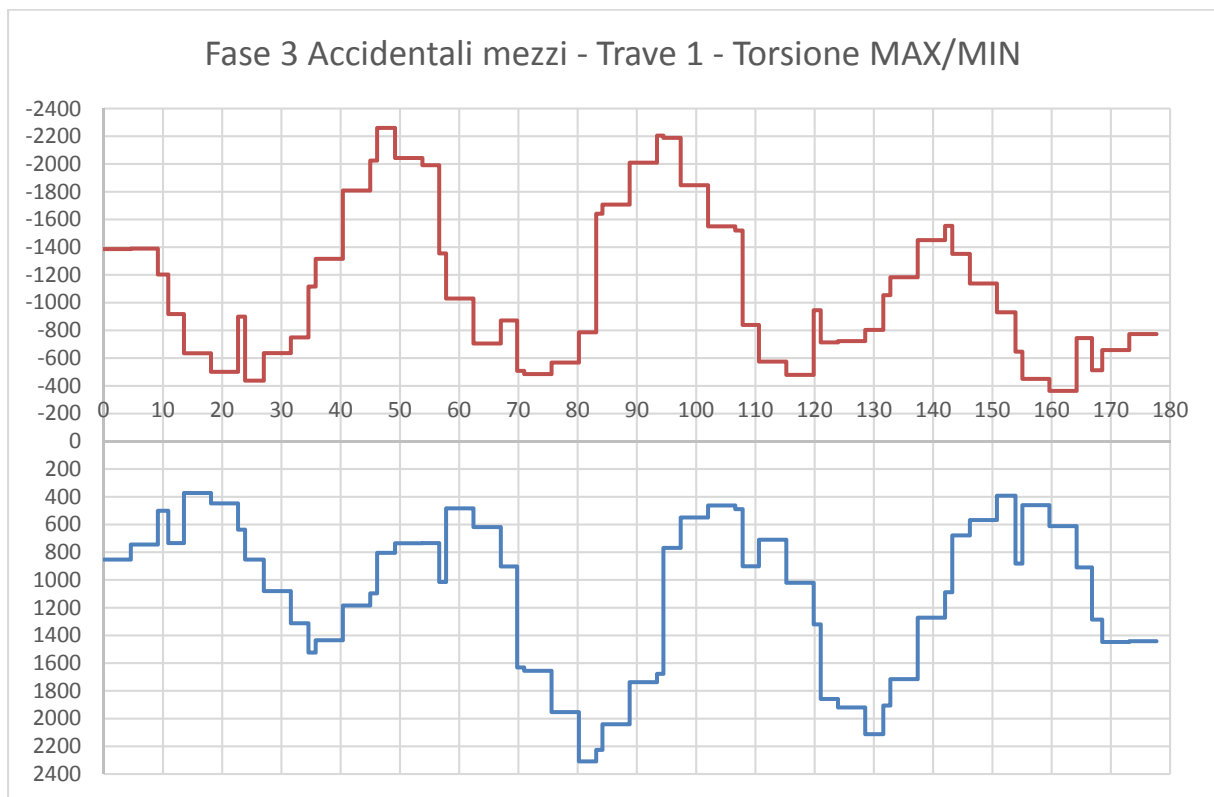


Figura 83 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 1 – lato interno curva

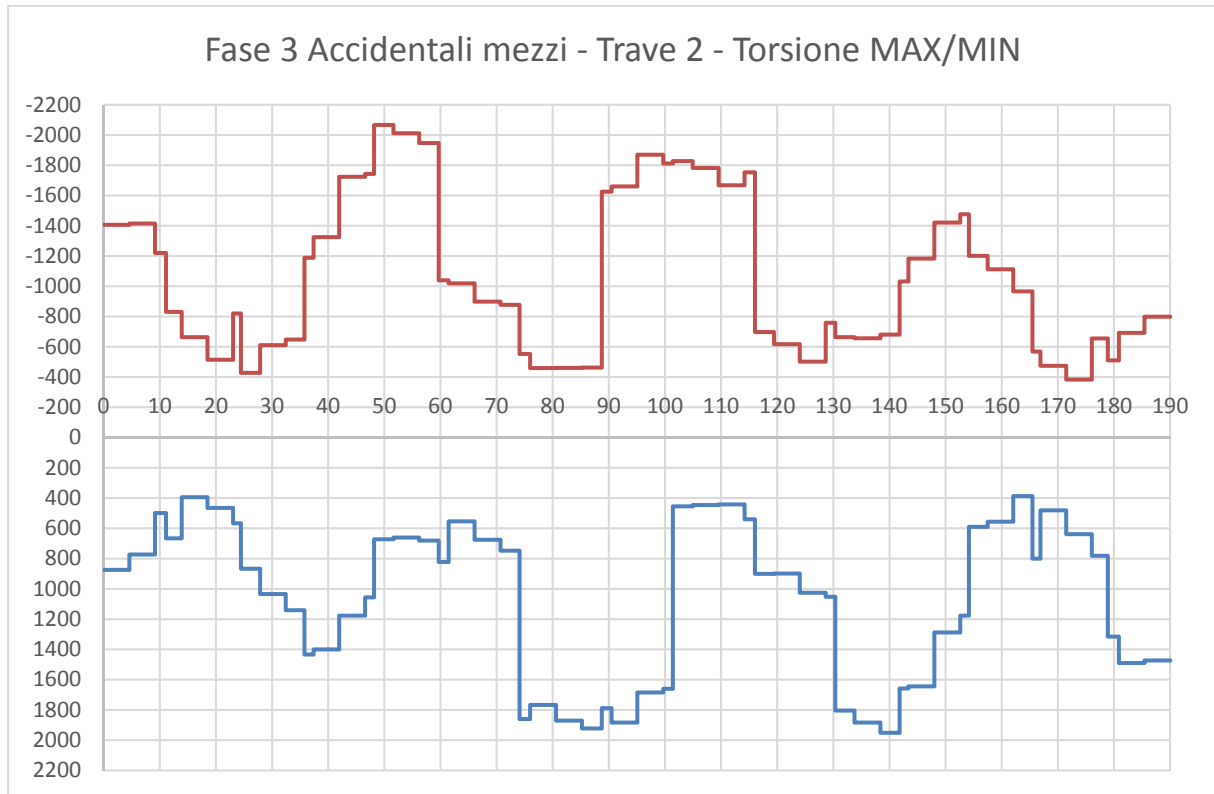


Figura 84 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 2 – lato esterno curva

7.1.6 Accidentali folla – fase 3

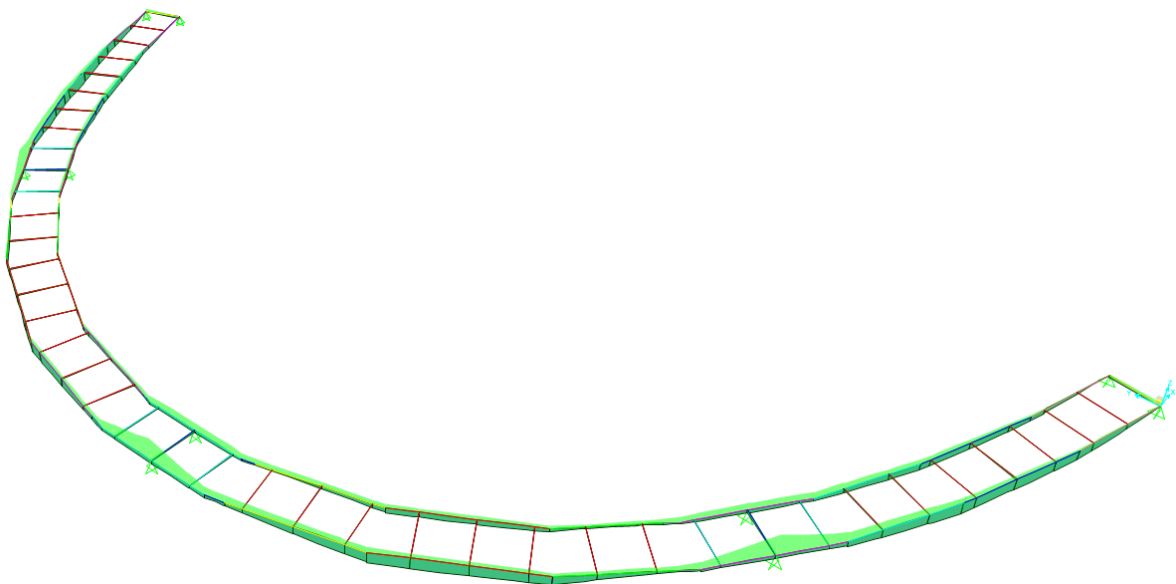


Figura 85 – Momento flettente per carichi accidentali folla

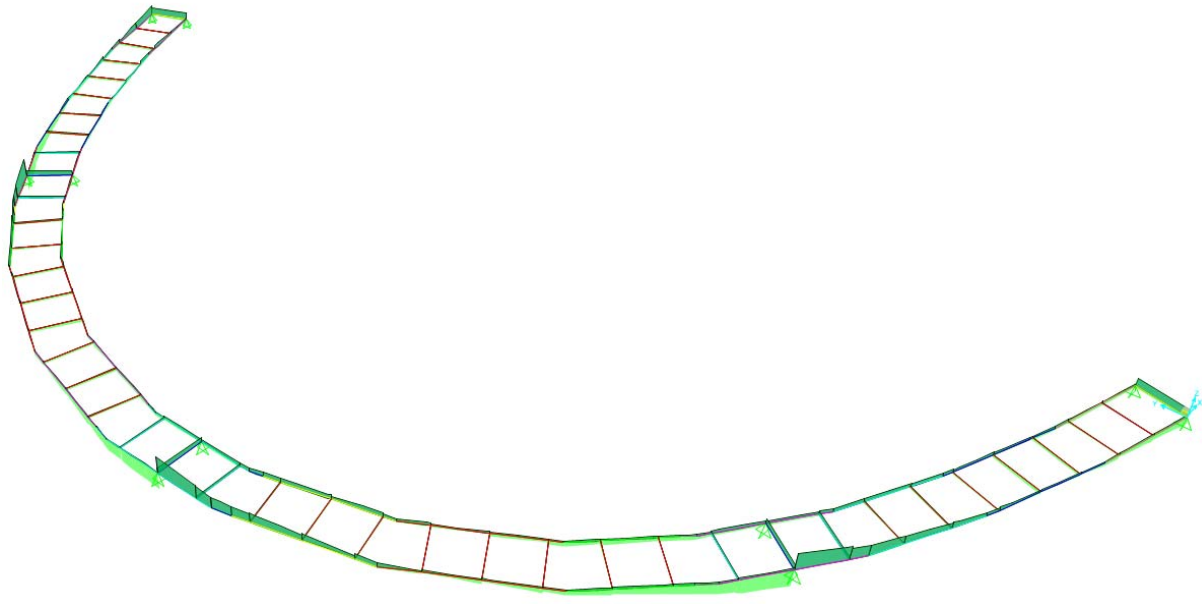


Figura 86 – Taglio per carichi accidentali folla

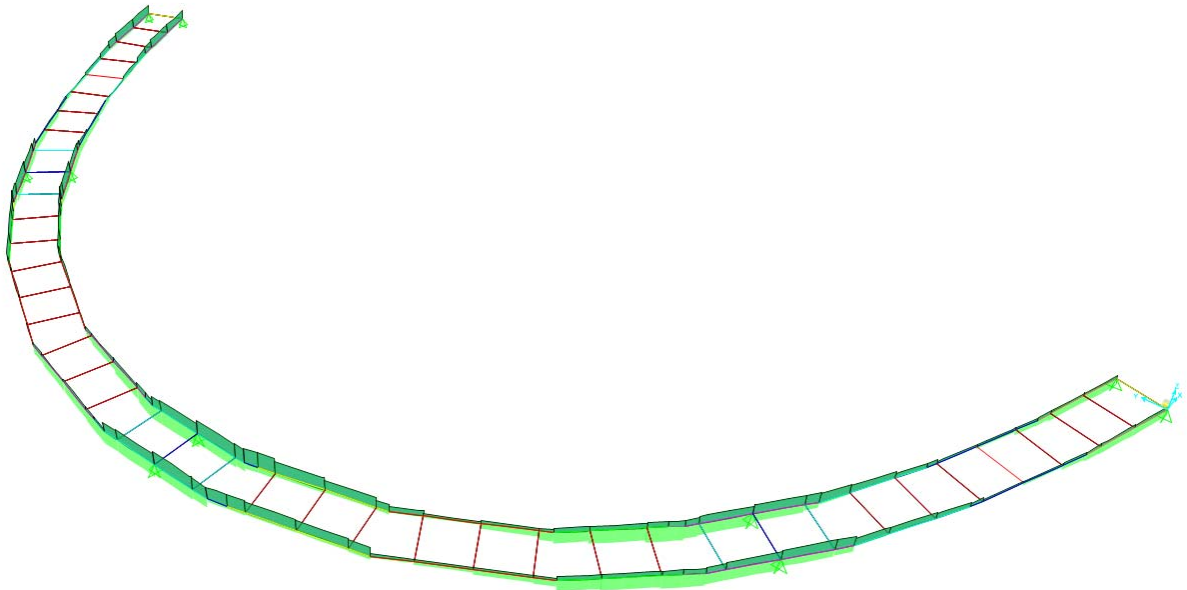


Figura 87 – Azione torcente per carichi accidentali folla

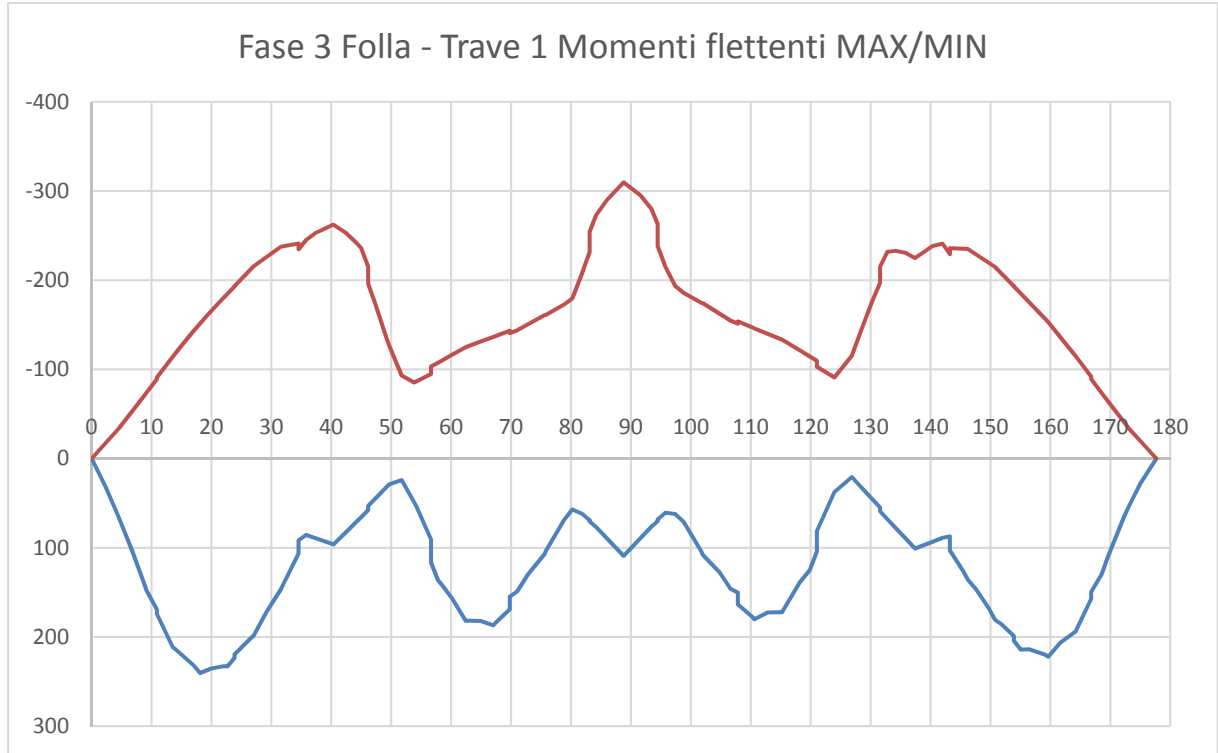


Figura 88 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva

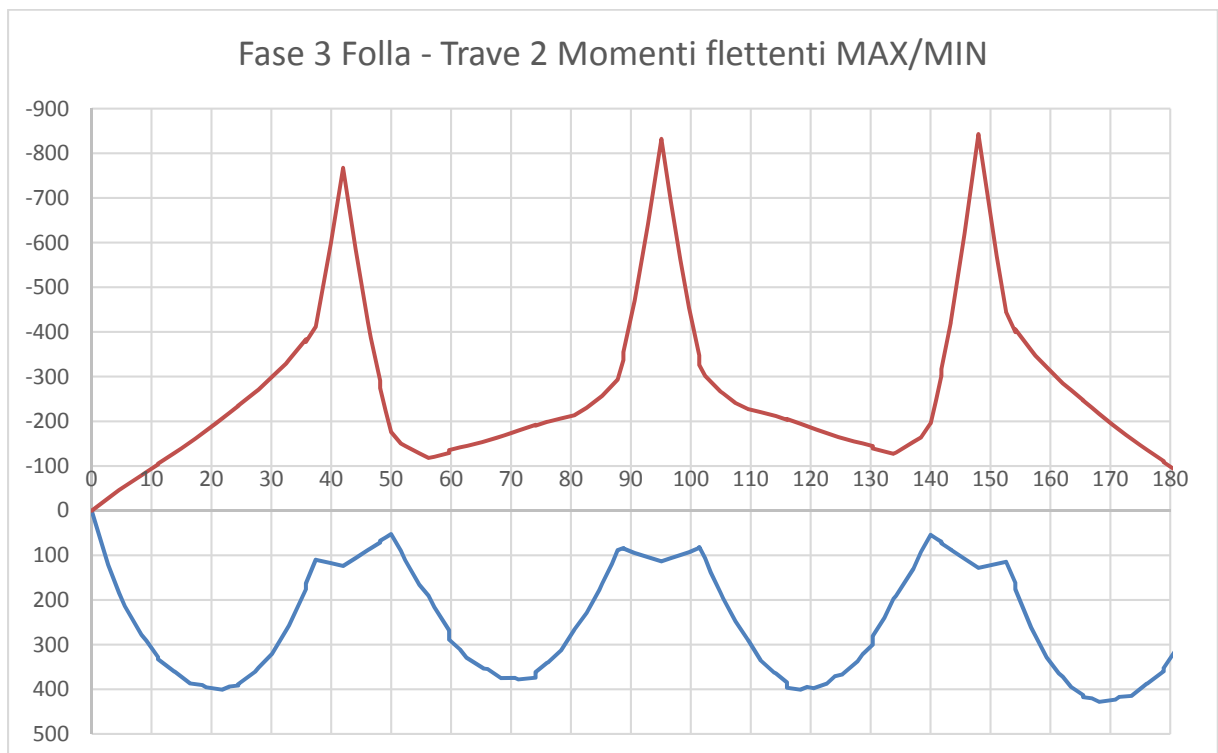


Figura 89 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva

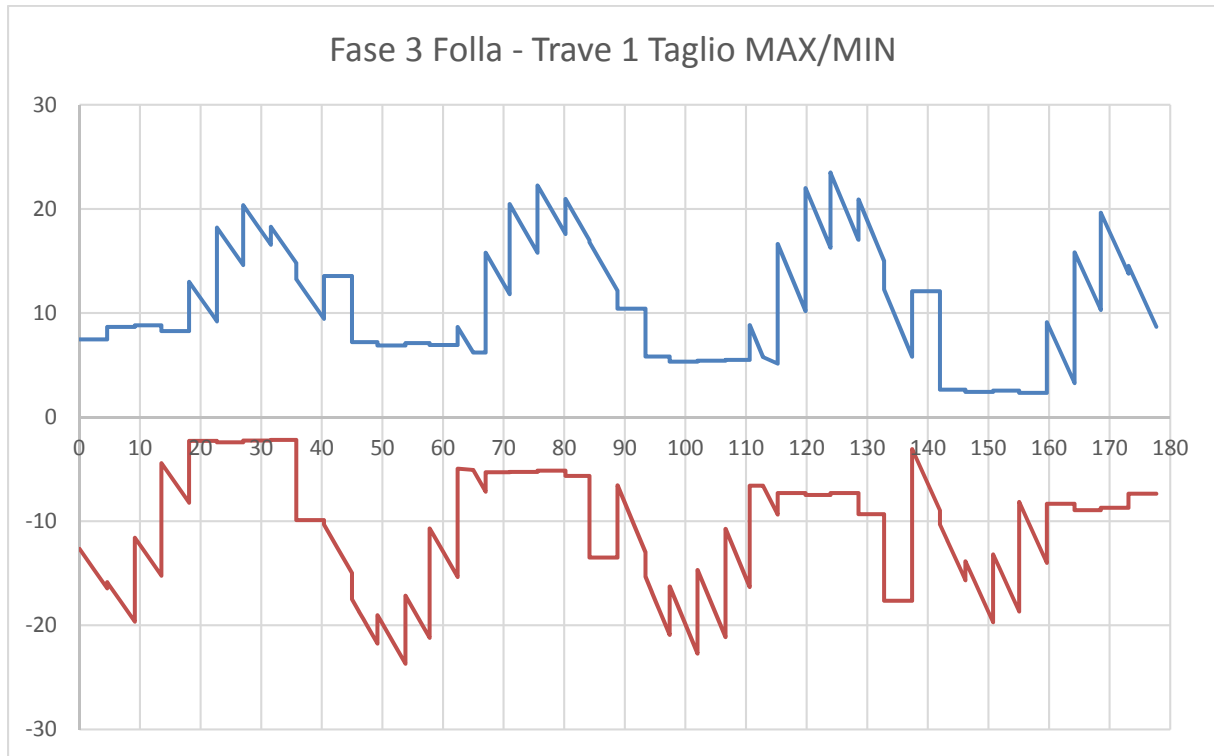


Figura 90 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva

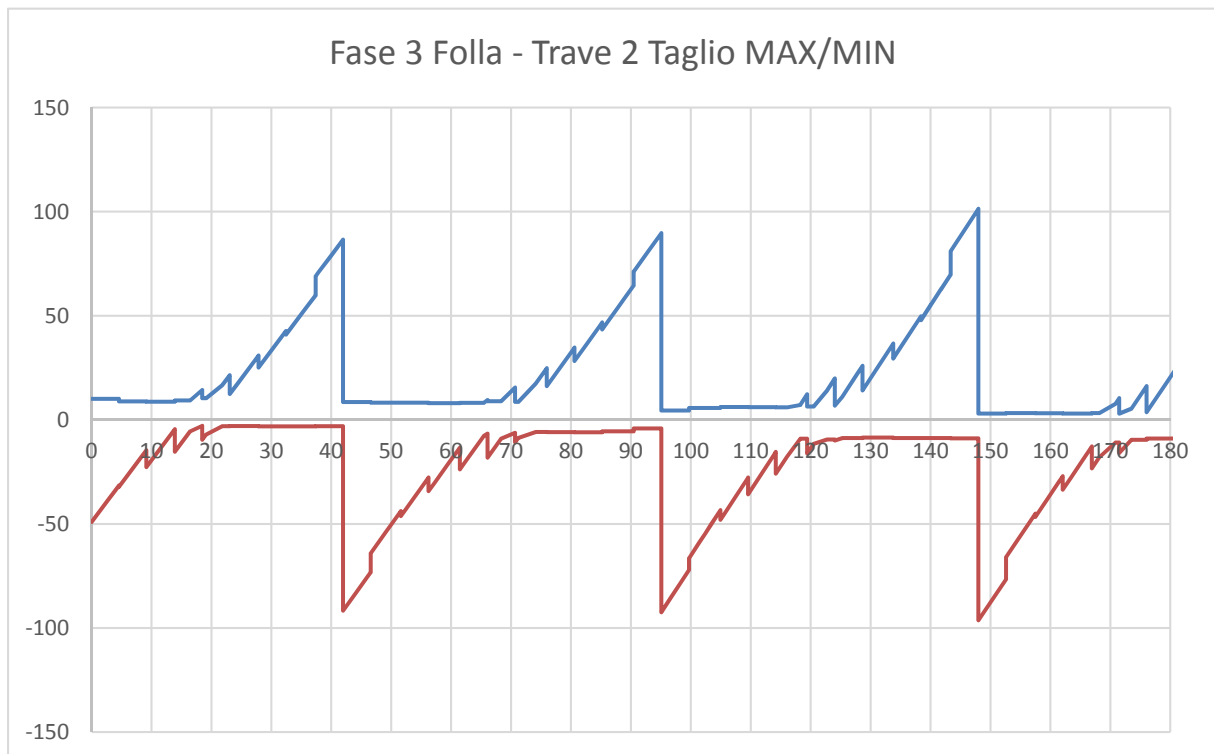


Figura 91 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva

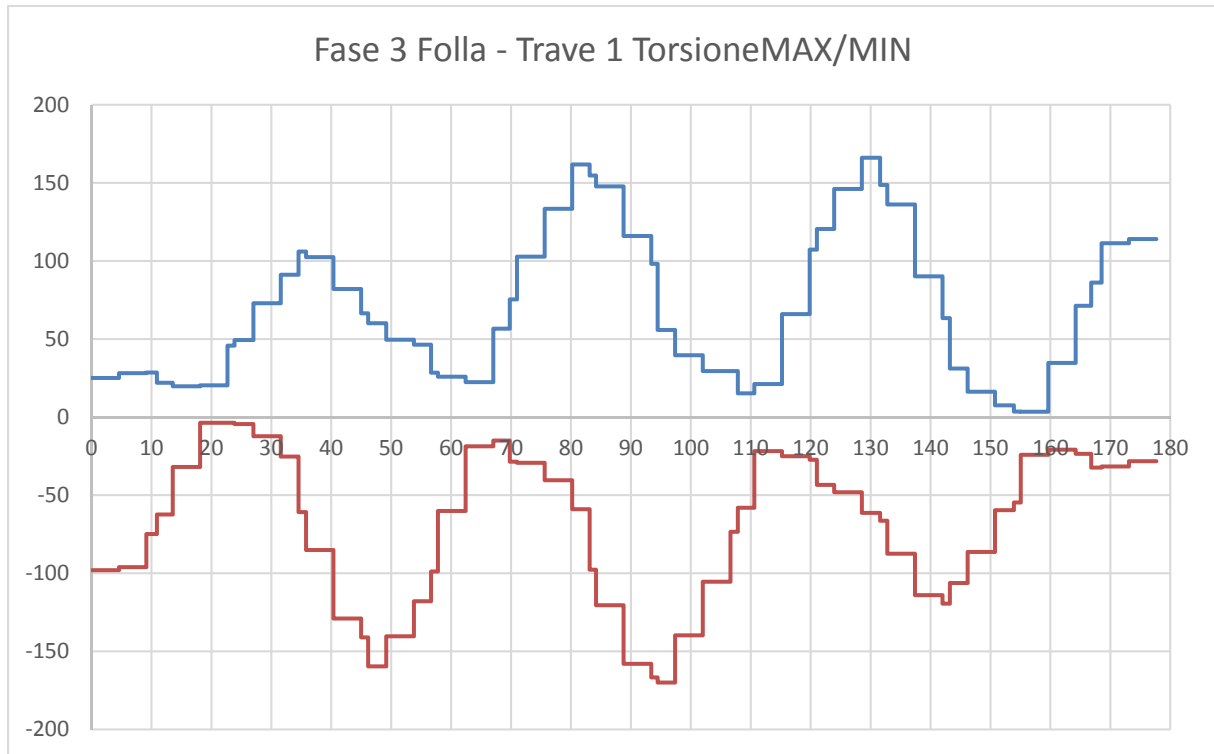


Figura 92 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 1 – lato interno curva

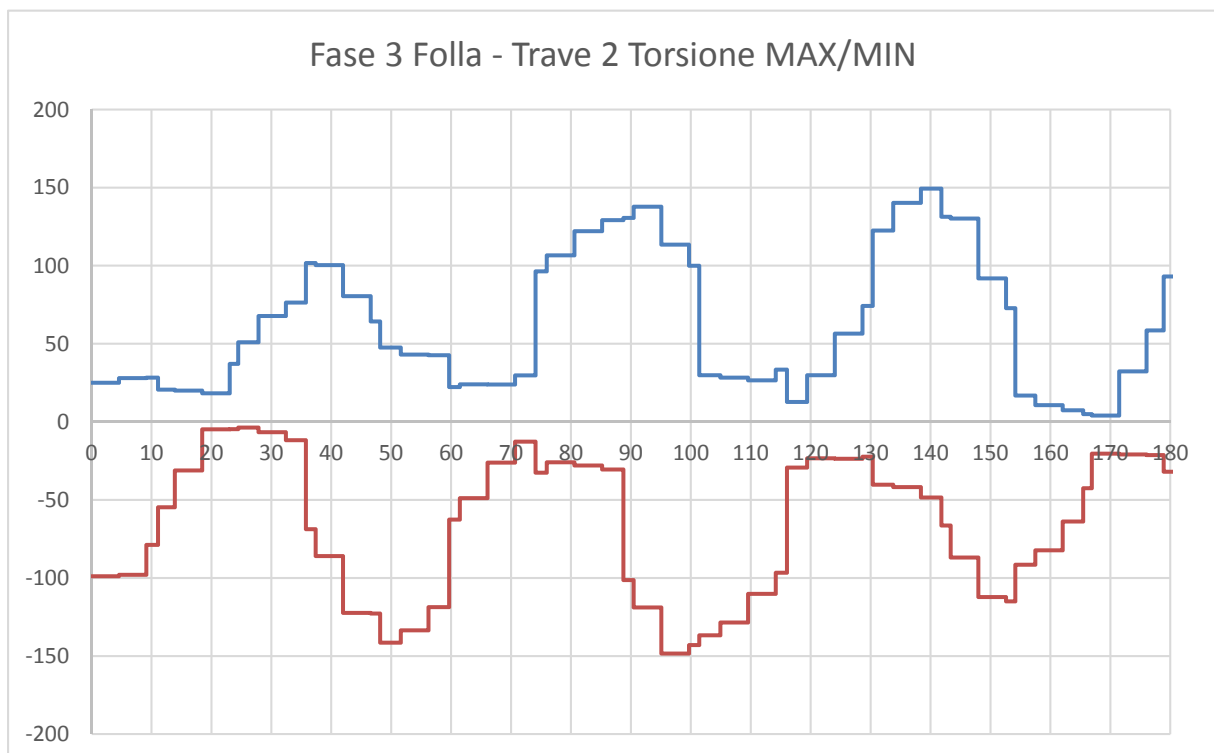


Figura 93 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 2 – lato esterno curva

7.1.7 Vento – fase 3

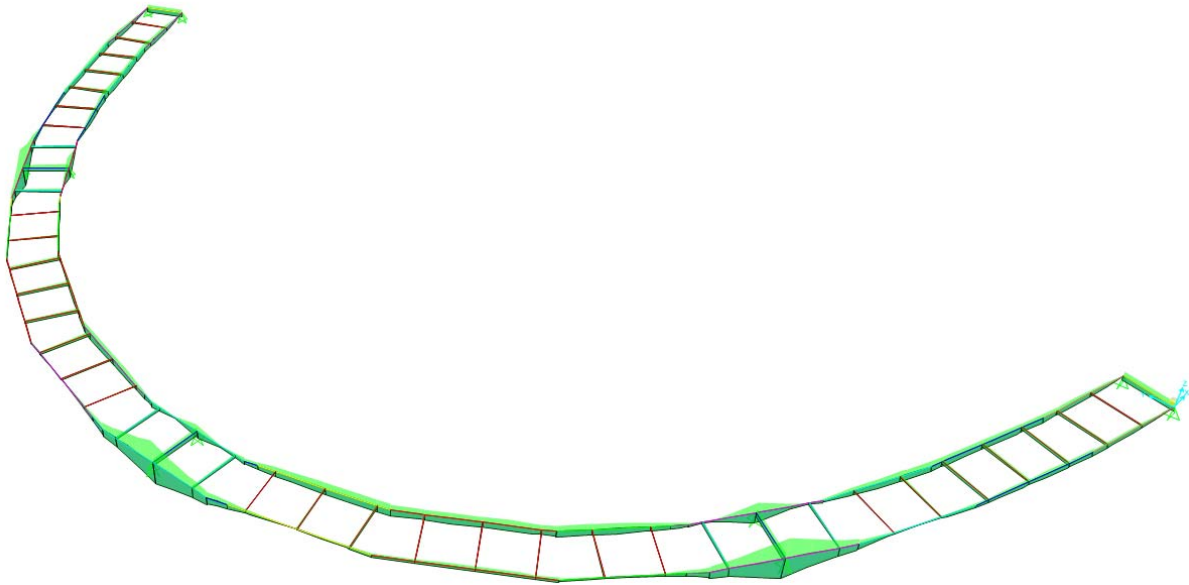


Figura 94 – Momento flettente per carichi vento

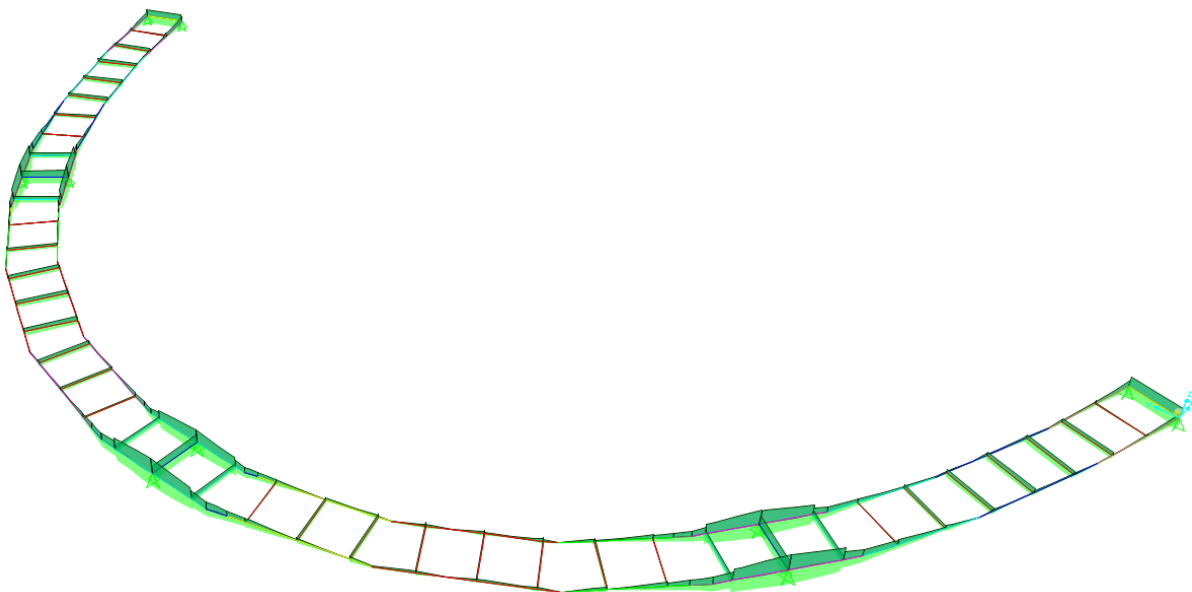


Figura 95 – Taglio per carichi vento

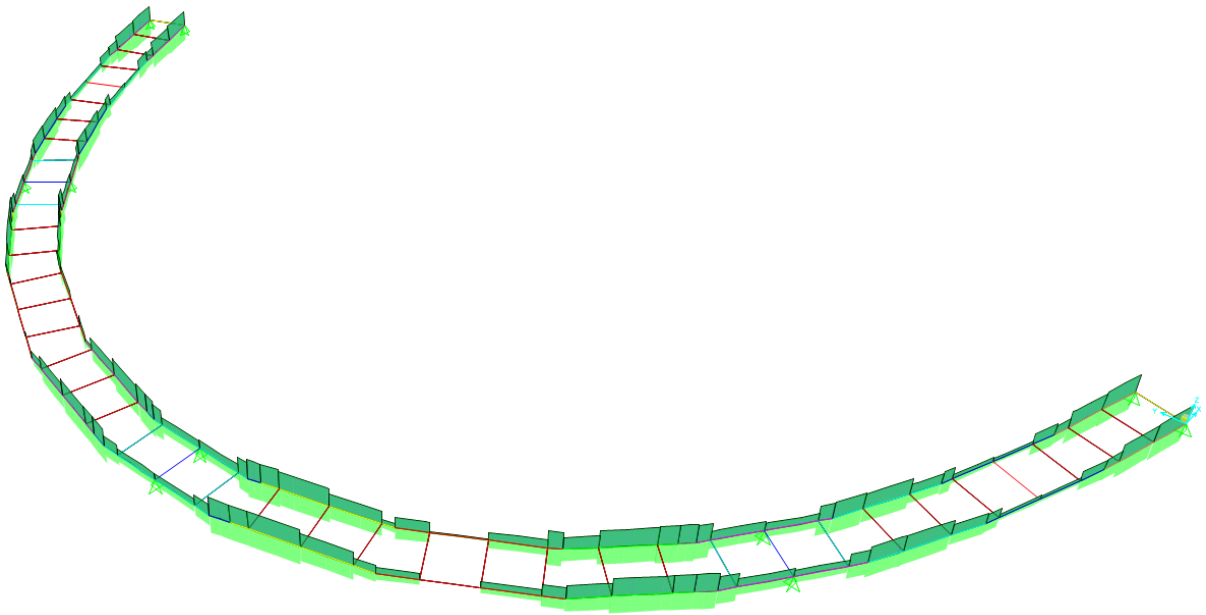


Figura 96 – Azione torcente per carichi vento

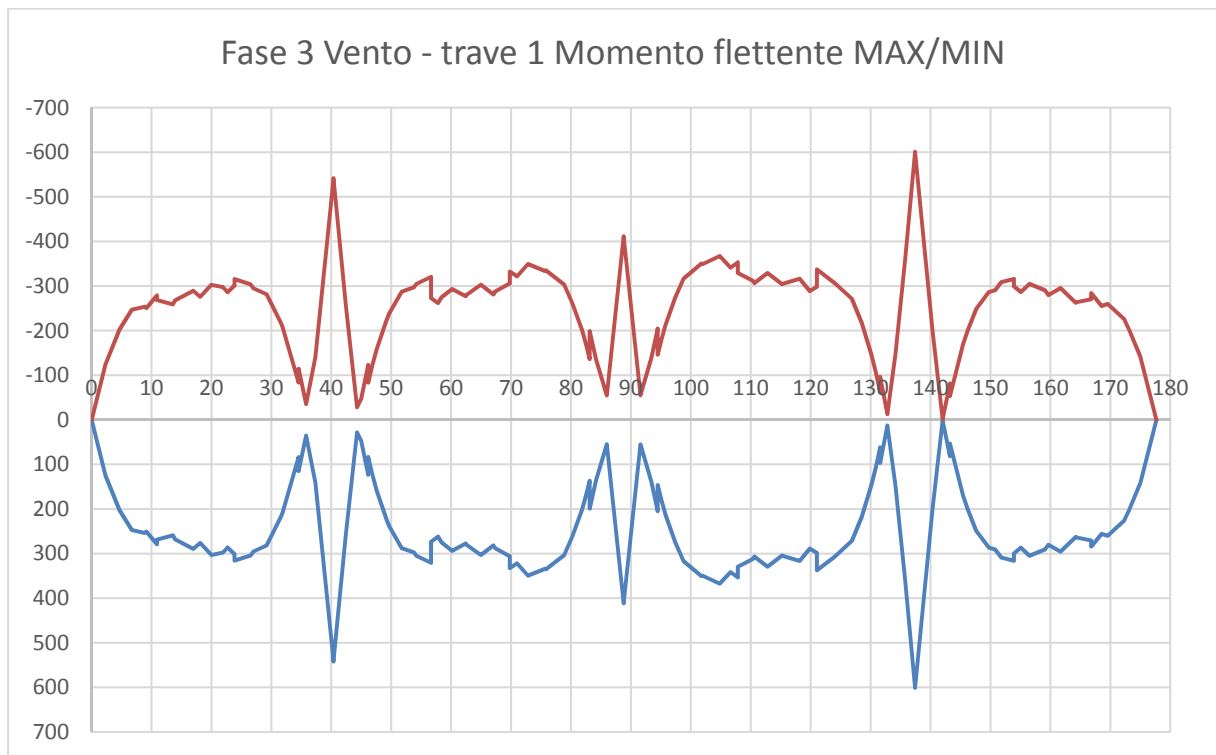


Figura 97 – Momento flettente per carichi vento su trave 1 – lato interno curva

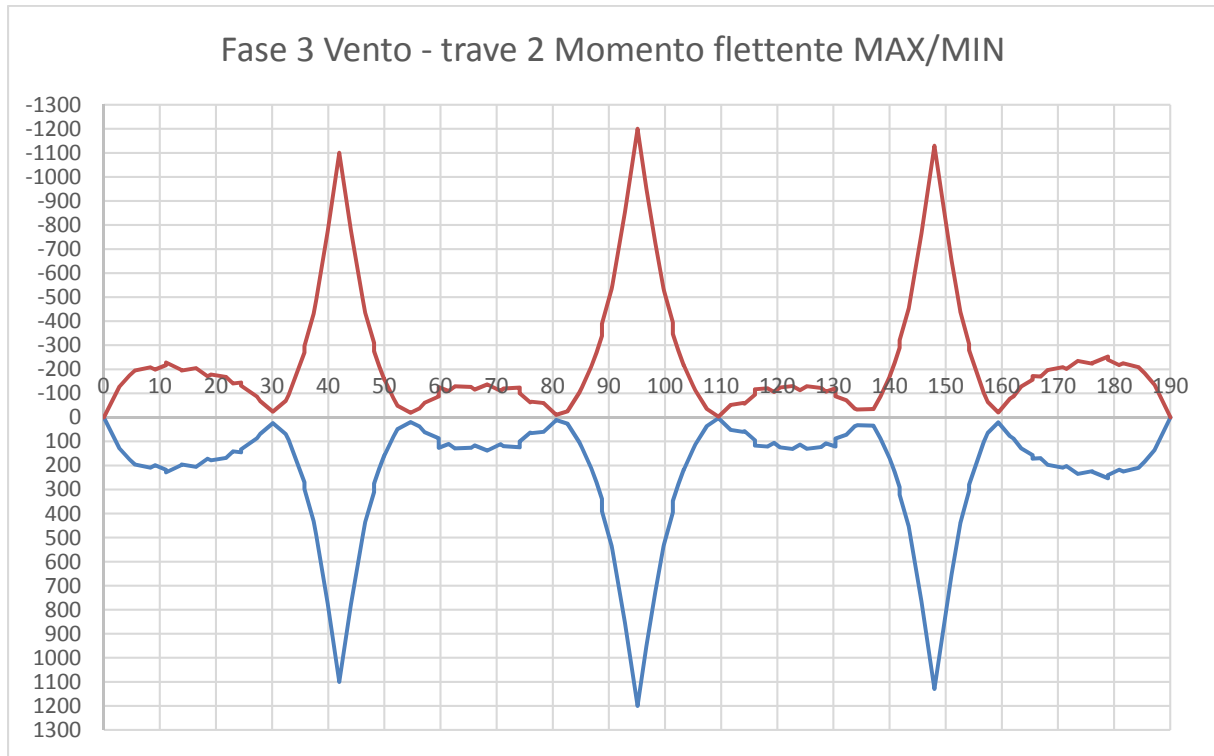


Figura 98 – Momento flettente per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva

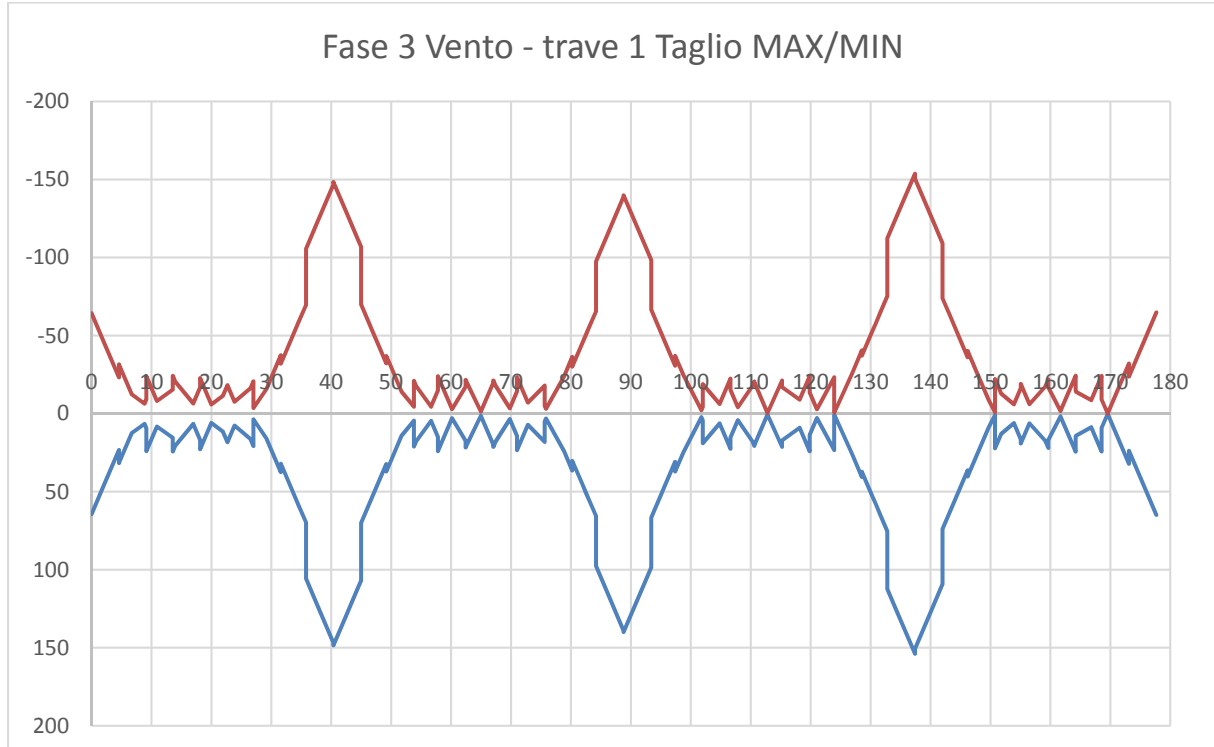


Figura 99 – Taglio per carichi vento su trave 1 – lato interno curva

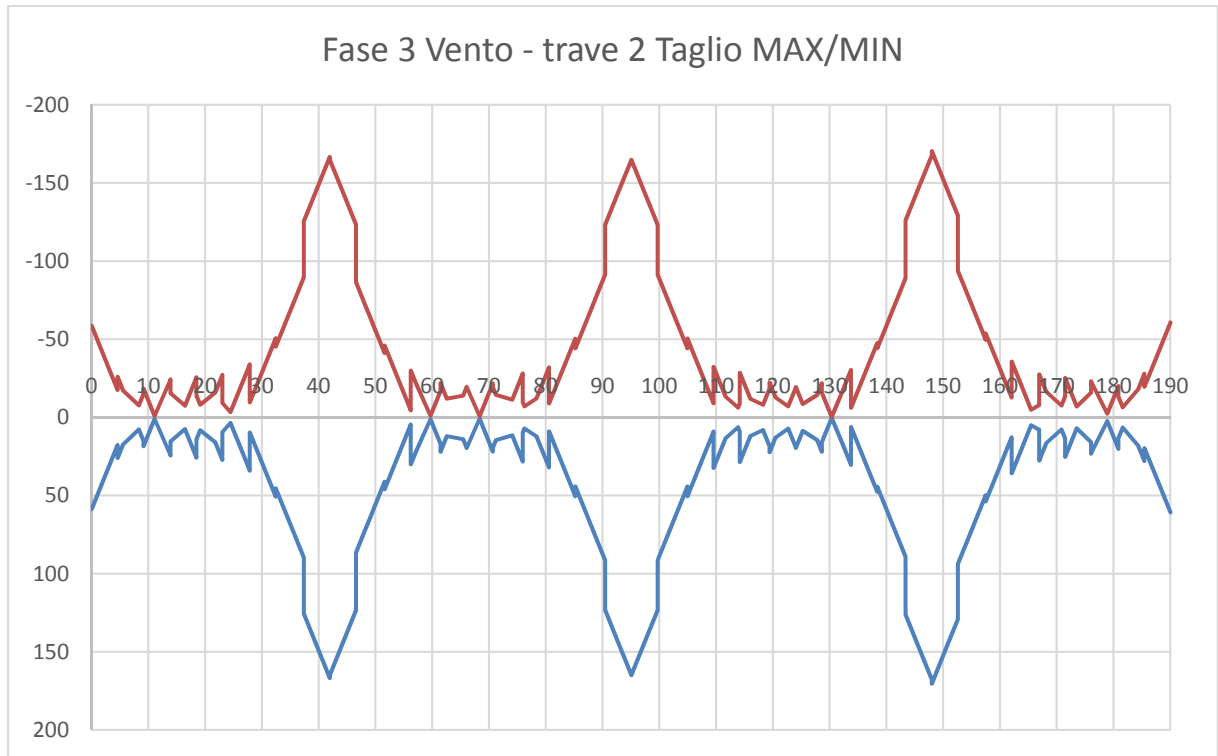


Figura 100 – Taglio per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva

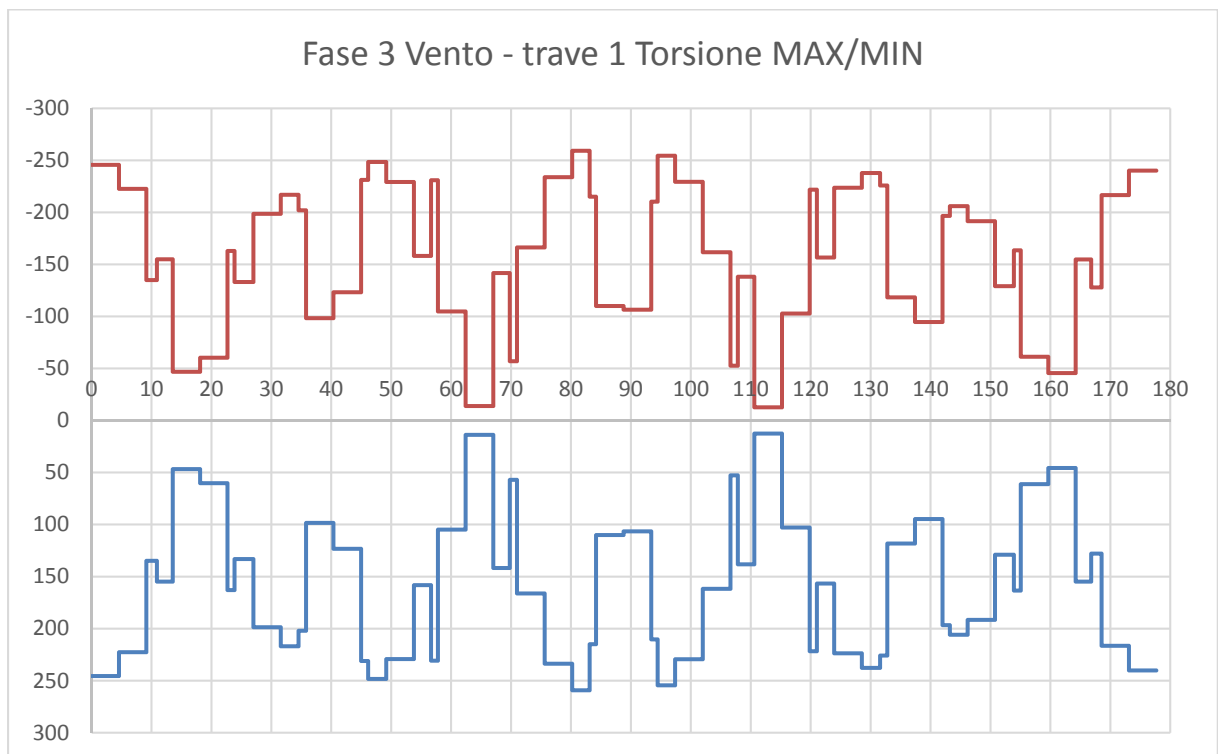


Figura 101 – Momento torcente per carichi vento su trave 1 – lato interno curva

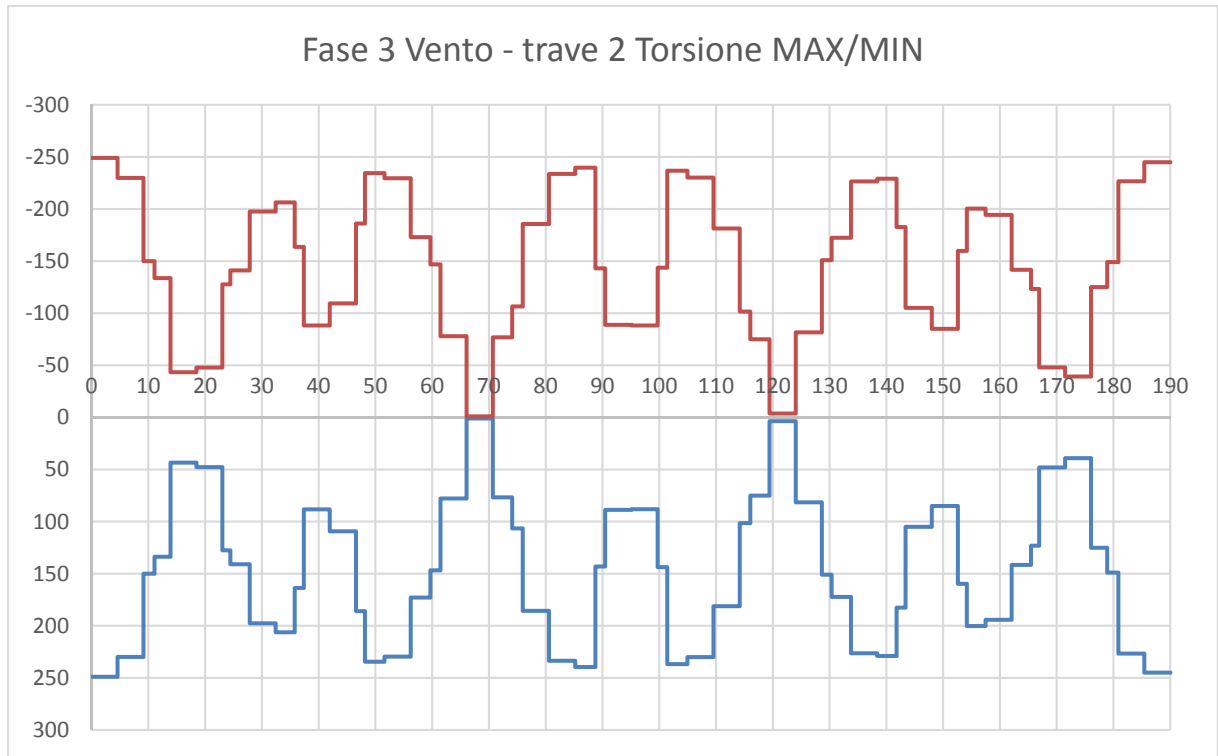


Figura 102 – Momento torcente per carichi vento su trave 2 – lato esterno curva

7.1.8 Temperatura – fase 3

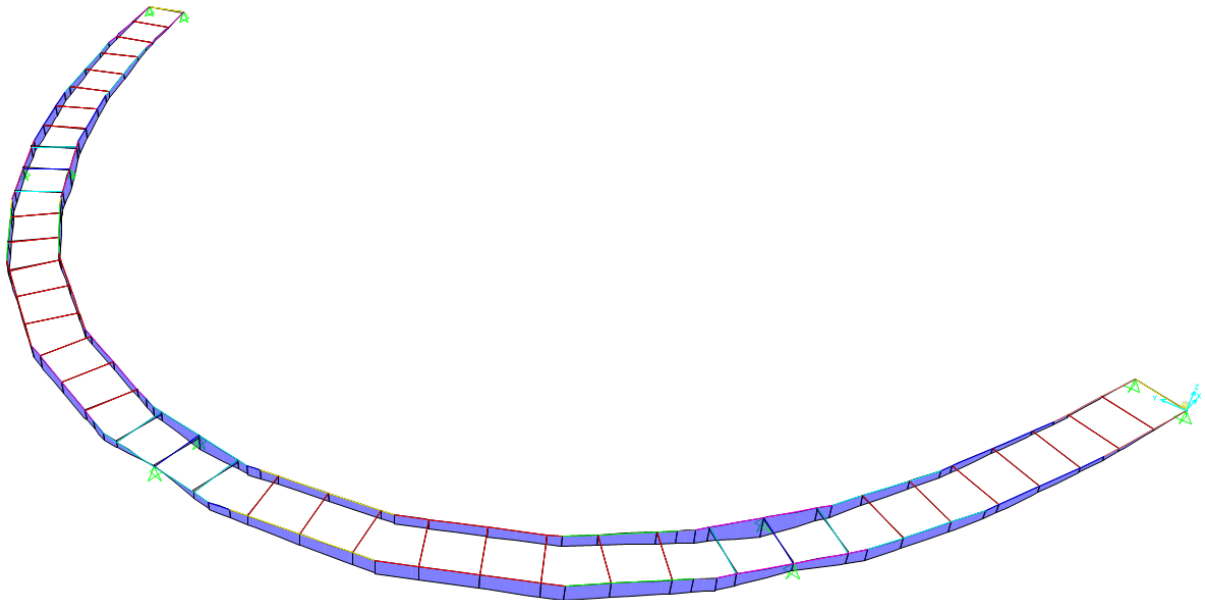


Figura 103 – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura

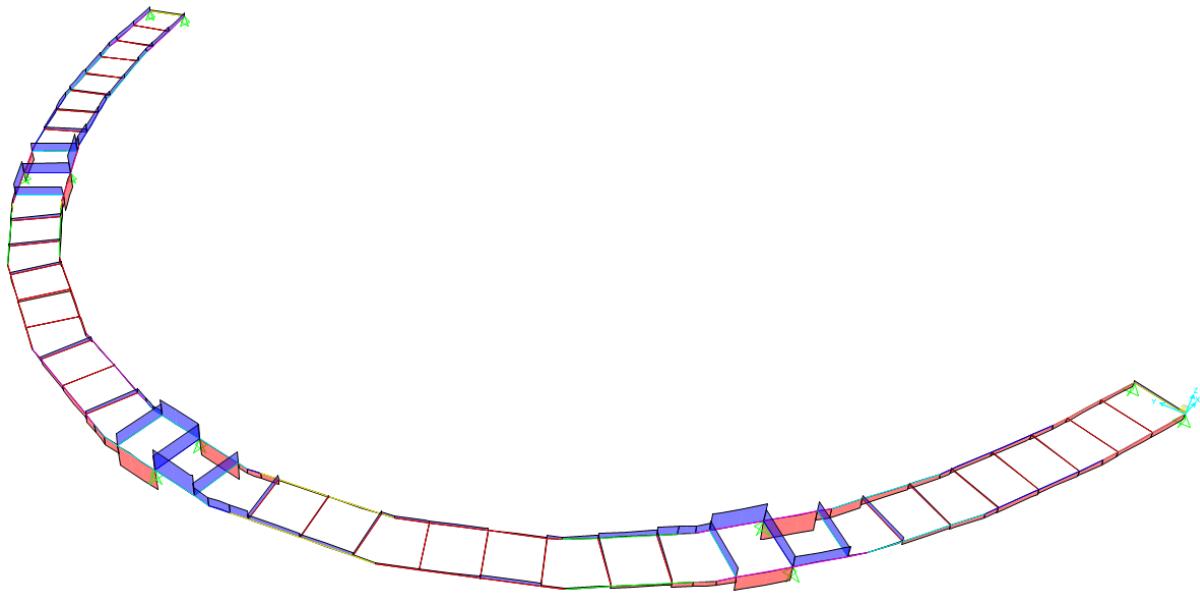


Figura 104 – Taglio per carichi indotti dalla temperatura

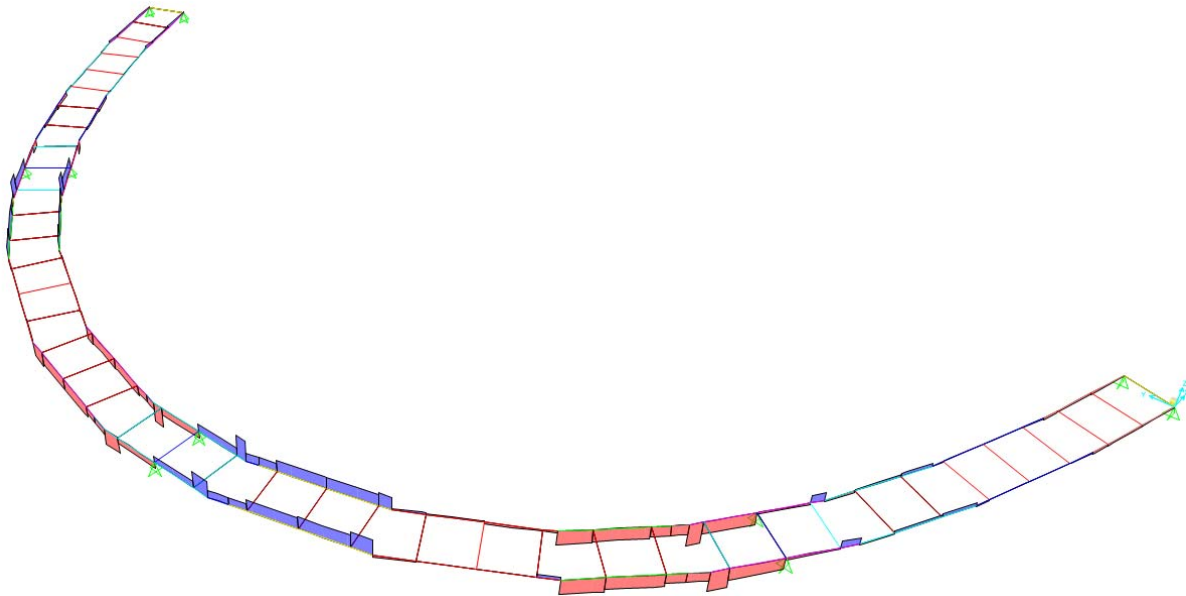


Figura 105 – Azione torcente per carichi indotti dalla temperatura

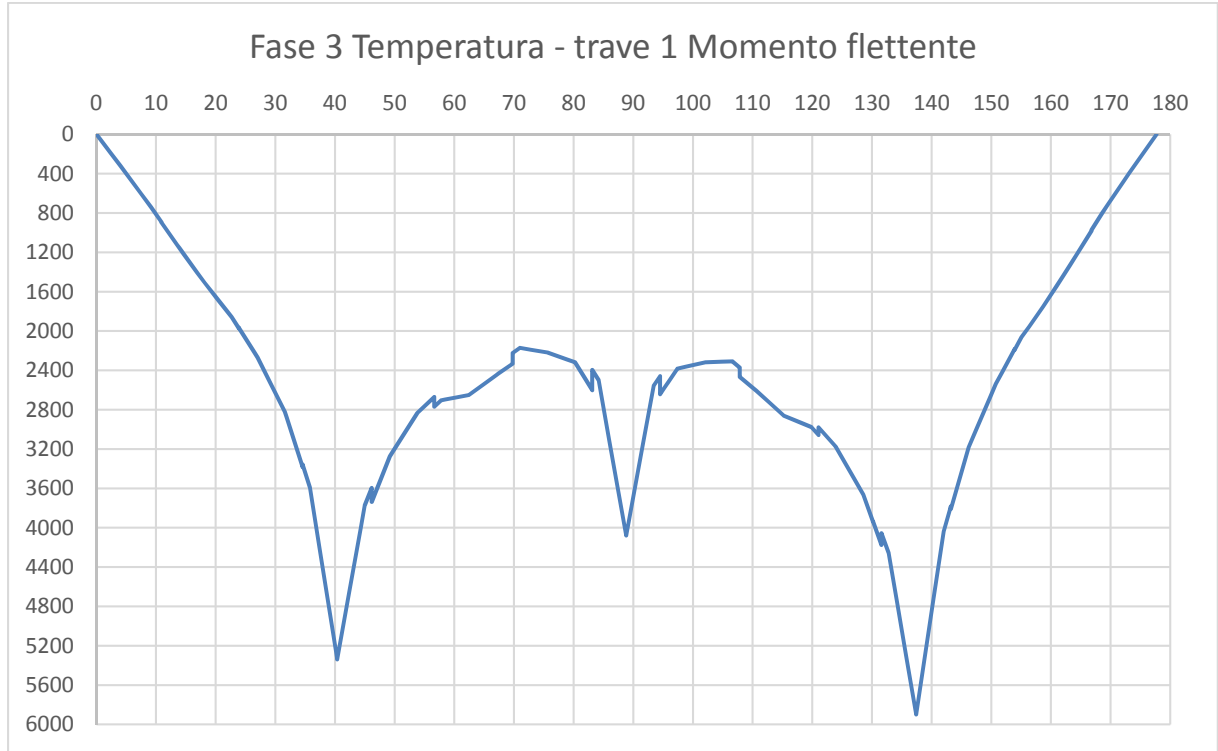


Figura 106 – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura su trave 1 – lato interno curva

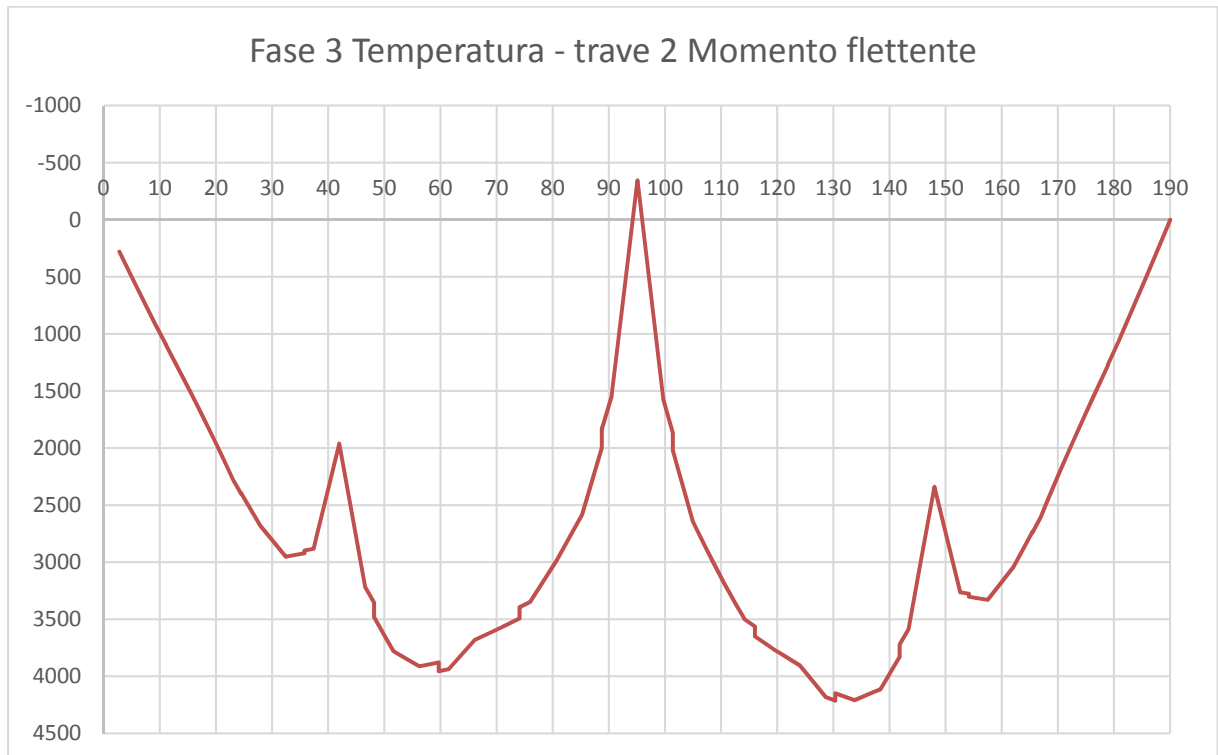


Figura 107 – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura su trave 2 – lato esterno curva

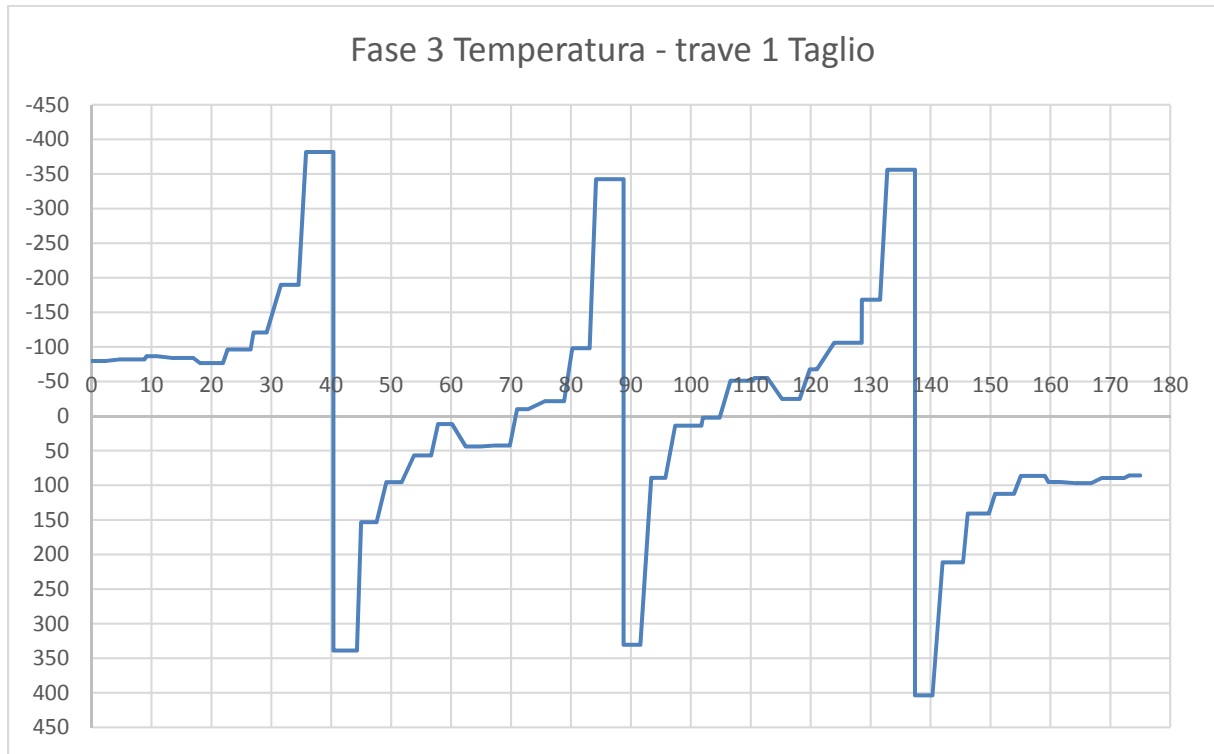


Figura 108 – Taglio per carichi indotti dalla temperatura su trave 1 – lato interno curva

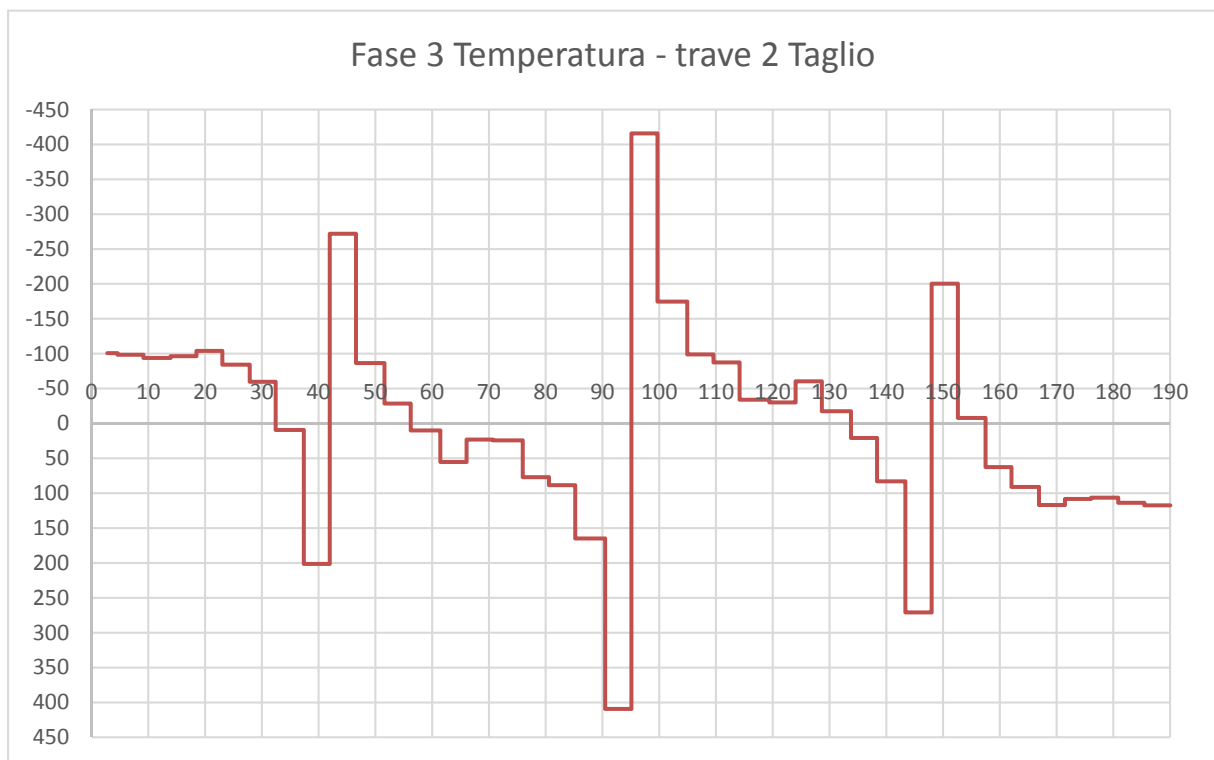


Figura 109 – Taglio per carichi indotti dalla temperatura su trave 2 – lato esterno curva

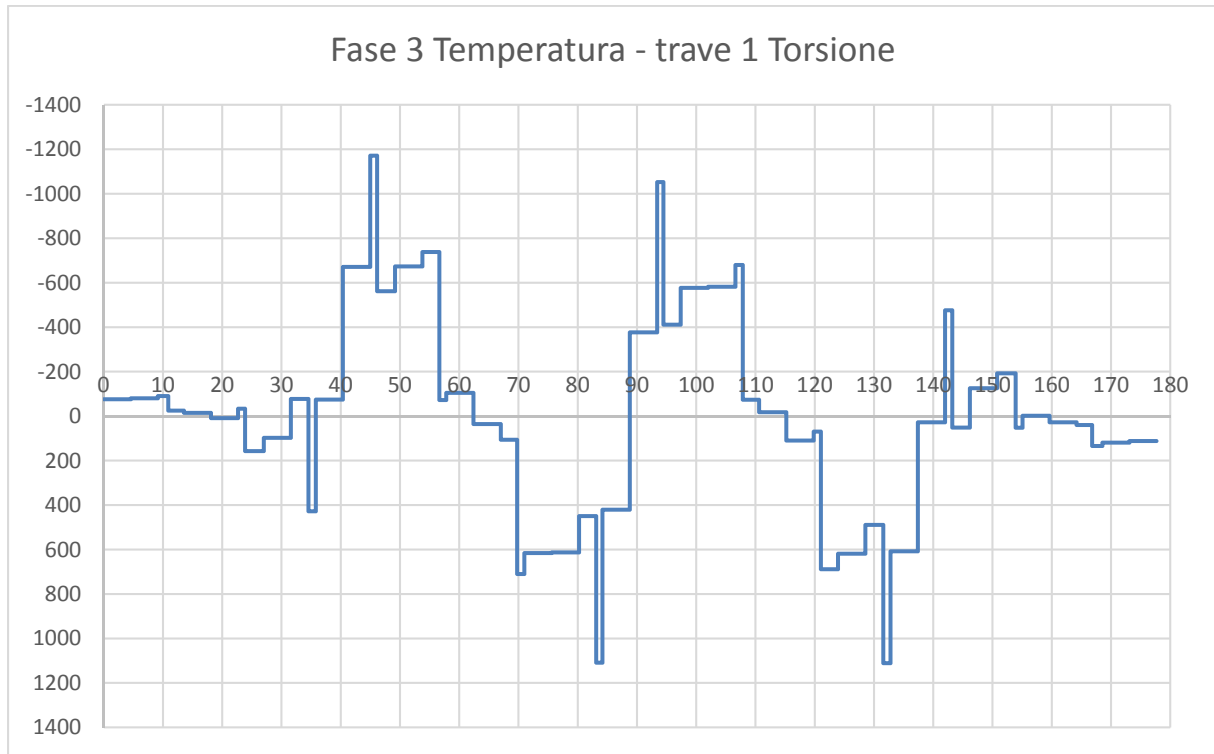


Figura 110 – Momento torcente per carichi indotti dalla temperatura su trave 1 – lato interno curva

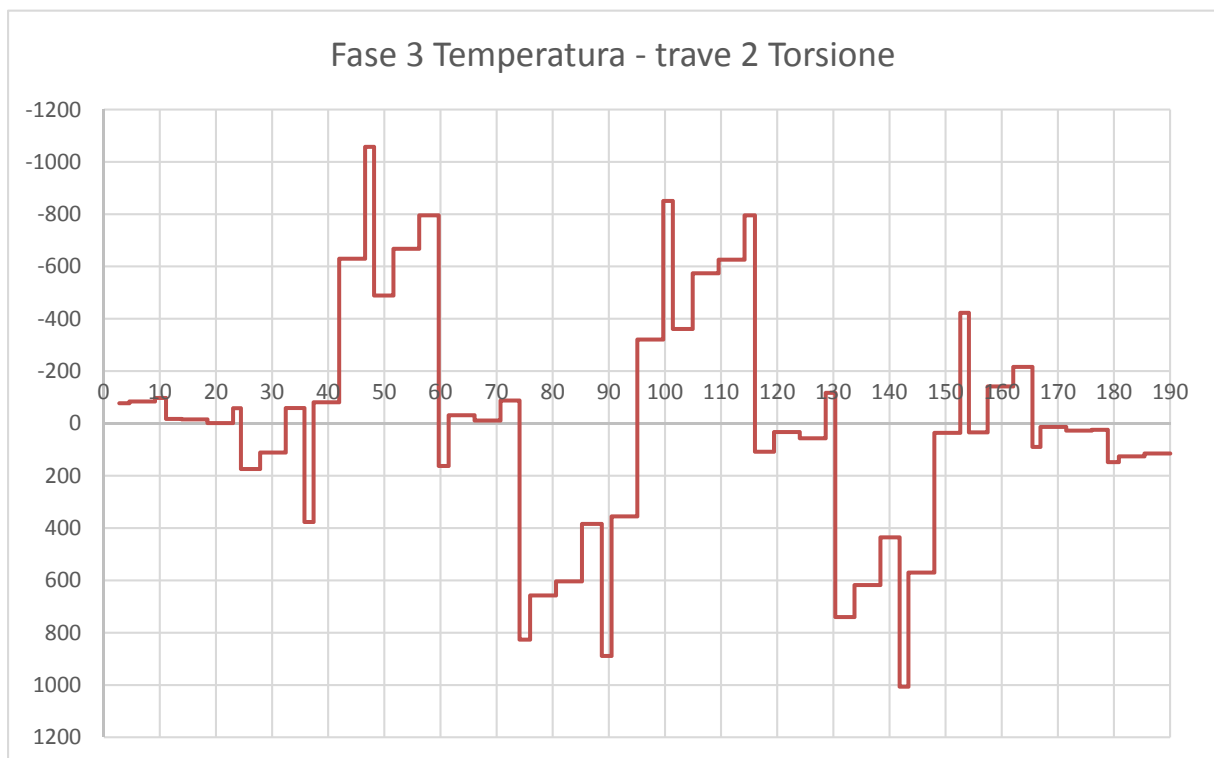


Figura 111 – Momento torcente per carichi indotti dalla temperatura su trave 2 – lato esterno curva

7.1.9 Ritiro – fase 2b

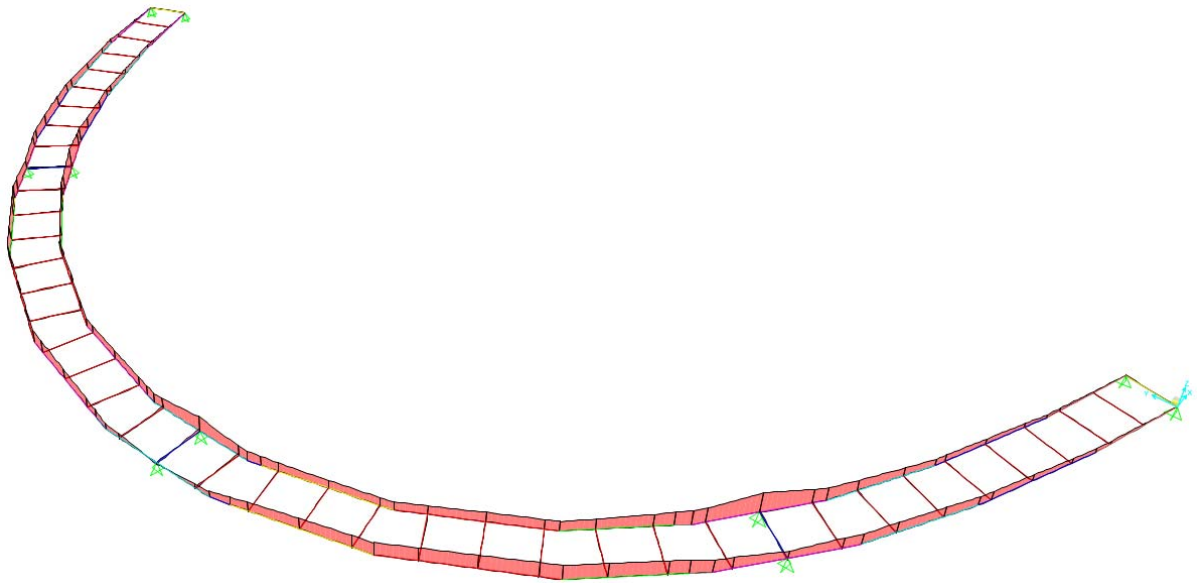


Figura 112 – Momento flettente per carichi da ritiro

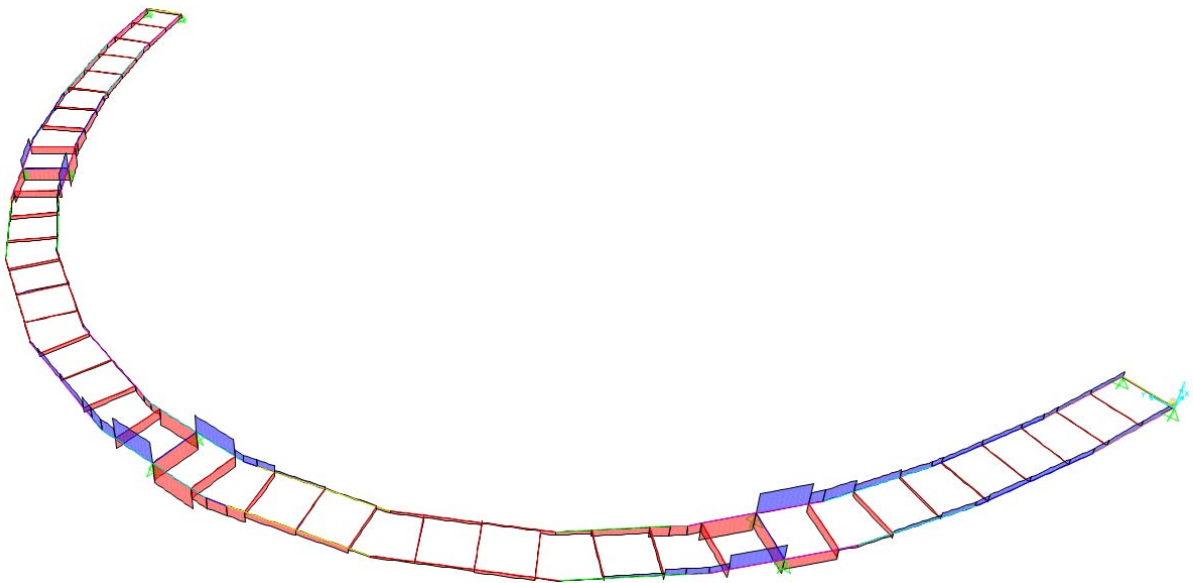


Figura 113 – Taglio per carichi da ritiro

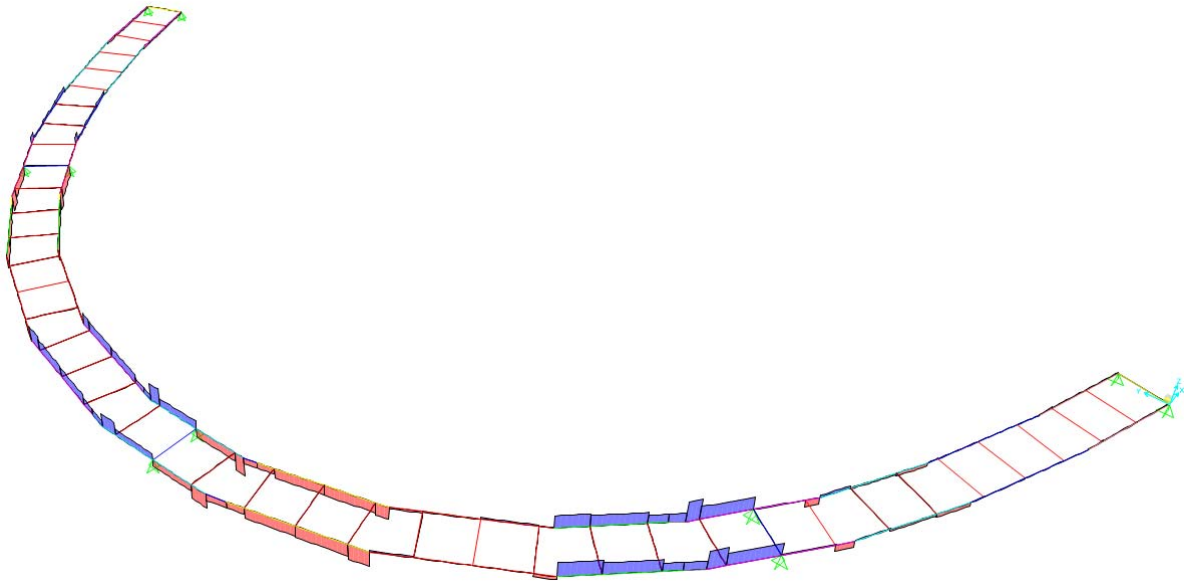


Figura 114 – Azione torcente per carichi da ritiro

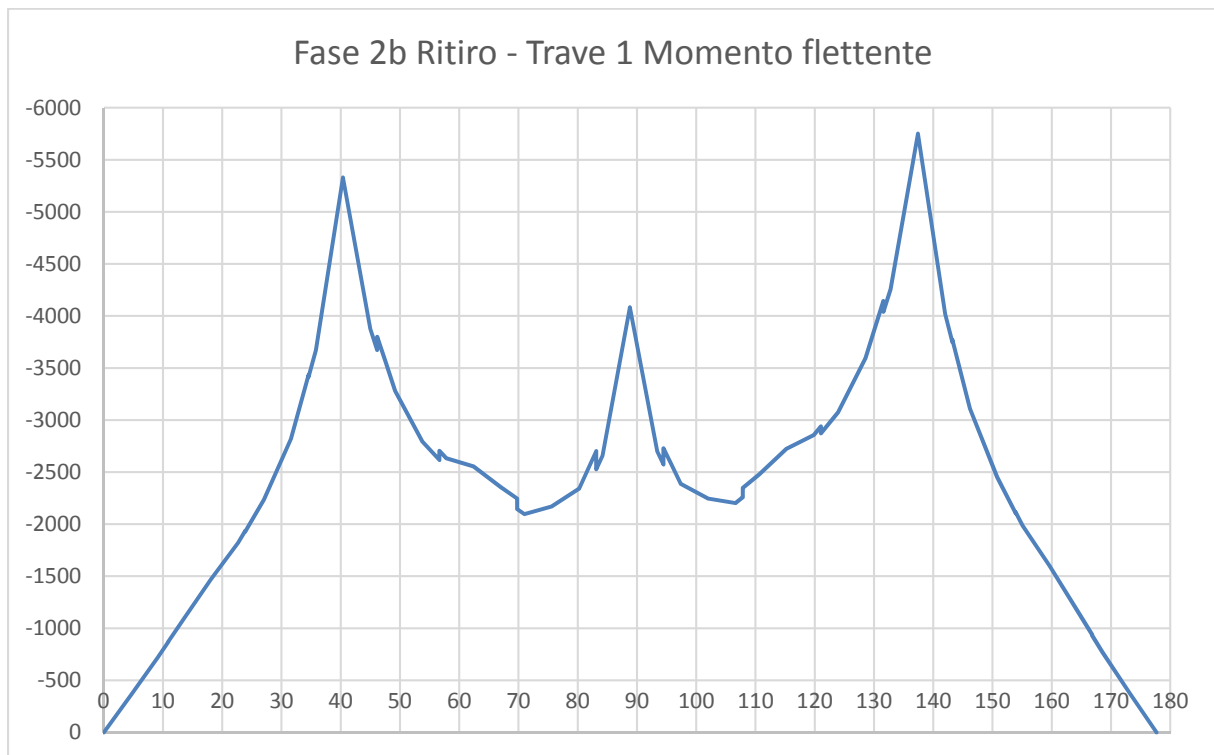


Figura 115 – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva

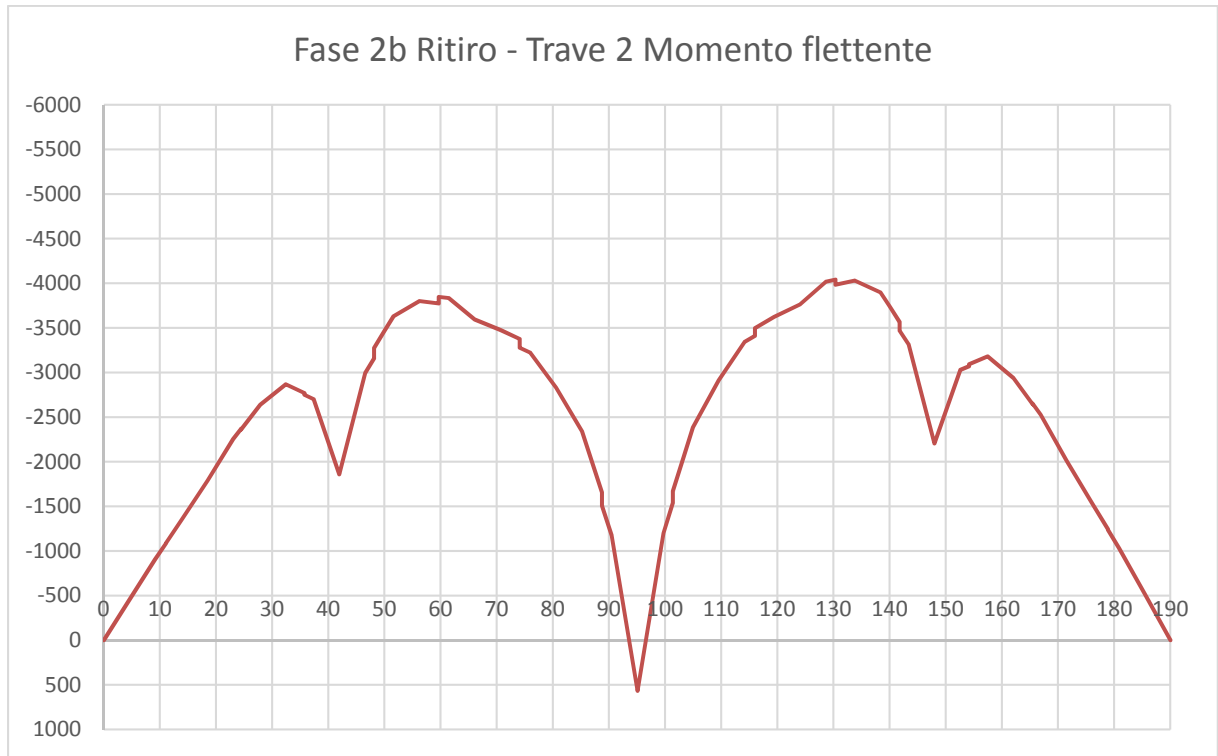


Figura 116 – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva

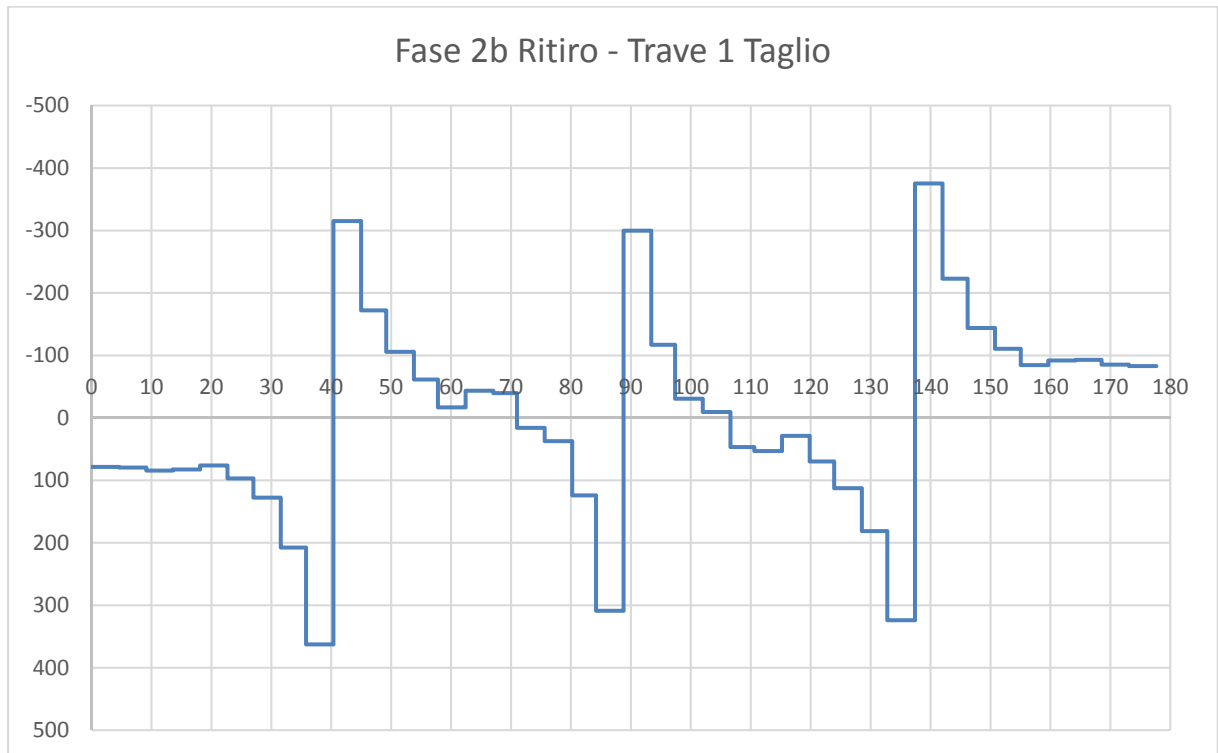


Figura 117 – Taglio per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva

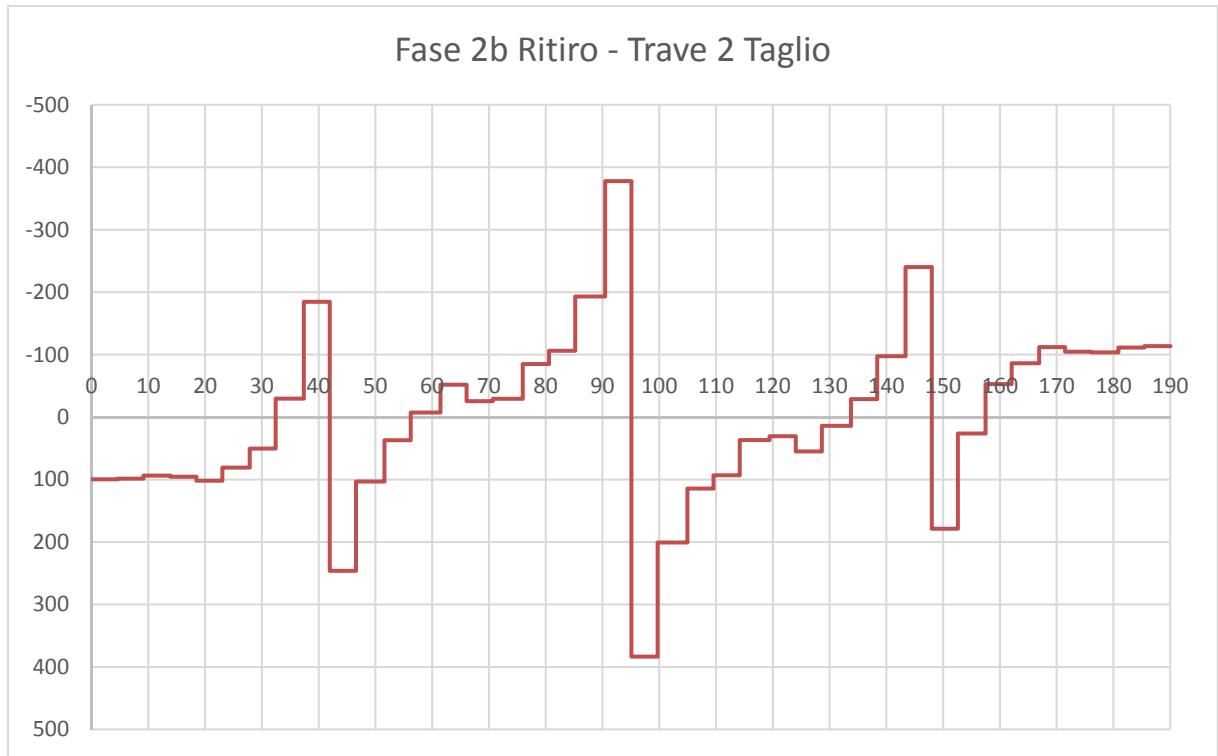


Figura 118 – Taglio per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva

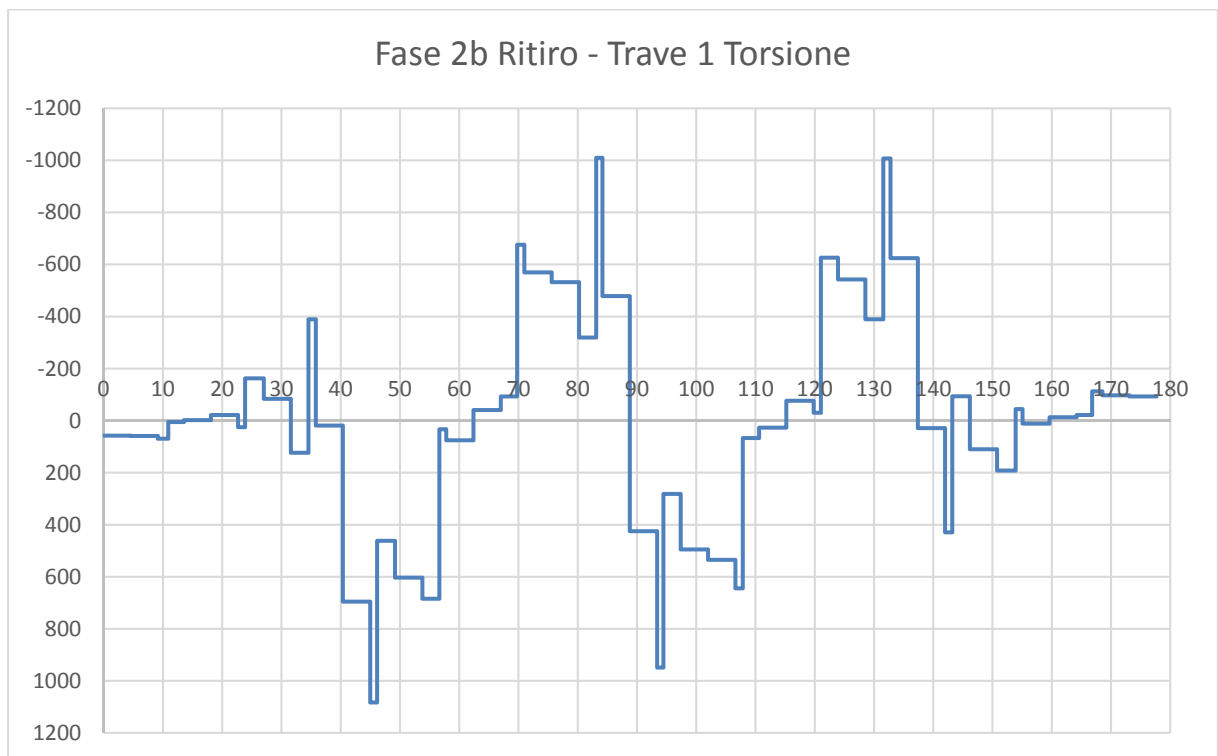


Figura 119 – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 1 – lato interno curva

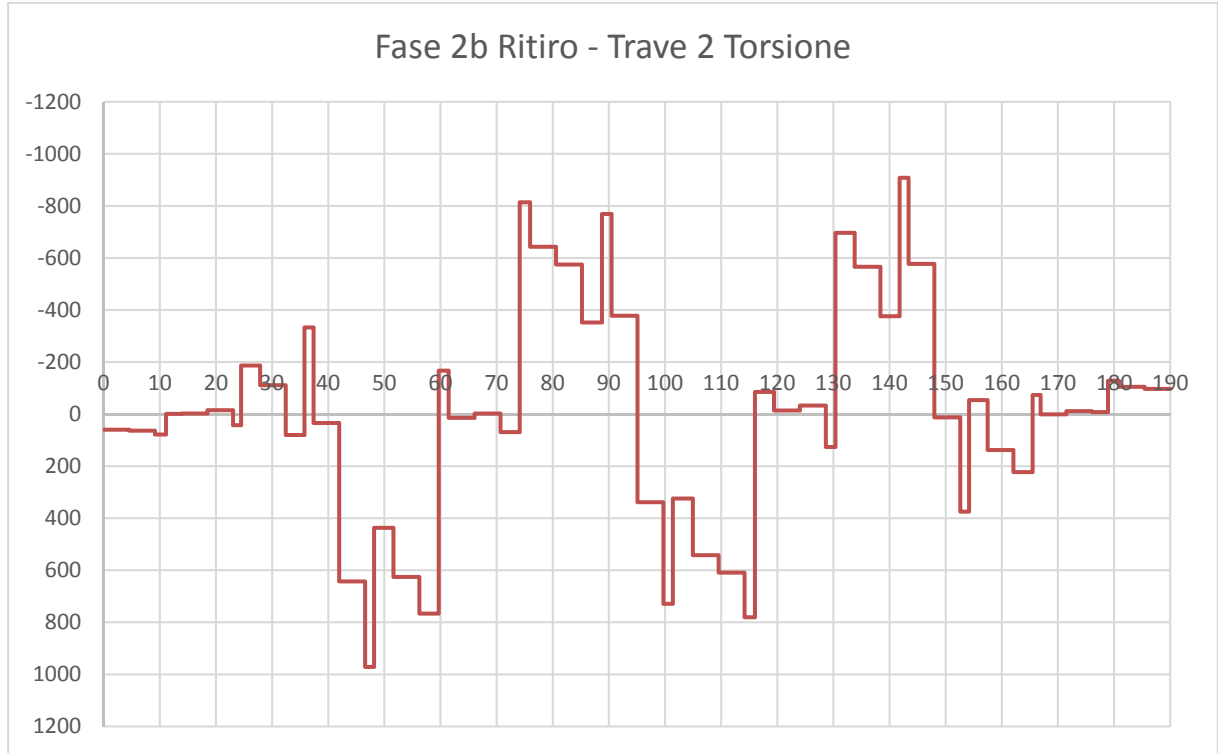


Figura 120 – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 2 – lato esterno curva

7.2 Verifiche travi

Le travi d'impalcato hanno la funzione statica di supportare la piattaforma stradale, sostenendo la soletta in C.A. cui sono connessi mediante connettori a taglio tipo Nelson.

Classificazione della sezione

Le sezioni trasversali degli elementi strutturali si classificano in funzione della loro capacità

rotazionale C_θ definita come
$$C_\theta = \frac{\theta_r}{\theta_y} - 1$$

essendo θ_r e θ_y le curvature corrispondenti rispettivamente al raggiungimento della deformazione ultima ed allo snervamento. Si distinguono le seguenti classi di sezioni:

- Classe 1 quando la sezione è in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l'analisi strutturale condotta con il metodo plastico di cui al §4.2.3.2 senza subire riduzioni della resistenza. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta < 3$;
- Classe 2 la sezione può sviluppare il proprio momento resistente elastico, ma ha una capacità rotazionale limitata. Possono generalmente classificarsi come tali le sezioni con capacità rotazionale $C_\theta \geq 1,50$;
- Classe 3 sono quelle sezioni trasversali dove la fibra d'acciaio estrema compressa può raggiungere la tensione di snervamento, ma l'instabilità locale può impedire il raggiungimento del momento resistente plastico;
- Classe 4 quando, per determinarne la resistenza flettente, tagliante o normale, è necessario tener conto degli effetti dell'instabilità locale in fase elastica nelle parti compresse che compongono la sezione. In tal caso nel calcolo della resistenza la sezione geometrica effettiva può sostituirsi con una sezione efficace.

La definizione delle classi è fornita dalla NTC2008 e nel caso di una sezione composta, la classificazione è in funzione della classe più sfavorevole relativa alle varie parti che la compongono (piattabanda superiore, inferiore e pannello d'anima).

Questa classificazione delle sezioni trasversali dipende dalla proporzione di ciascuno dei suoi elementi compressi quindi dai rapporti geometrici tra la larghezza e lo spessore per tutti gli elementi costituenti i conci di acciaio dell'impalcato si ricava il coefficiente adimensionale che consentirà di stabilire la classe di appartenenza dei vari elementi.

I rapporti di snellezza delle varie lamiere che compongono la sezione trasversale vengono confrontati con i valori limite suggeriti nelle tabelle tab. 4.2.I e tab. 4.2.II.

Quando la sezione composta è di classe 4, si può ricorrere all'analisi elastica, utilizzando però una geometria efficace, calcolata secondo le prescrizioni riportate nel capitolo 4 delle N.T.C.

Il metodo di classificazione proposto dipende dal rapporto tra la larghezza e lo spessore delle parti della sezione soggette a compressione, per cui nel procedimento di classificazione devono essere considerate tutte quelle parti completamente o parzialmente compresse.

Al fine di calcolare le sezioni ridotte, la procedura di verifica è la seguente:

- a) Si determina la distribuzione di tensione sulla sezione supposta interamente reagente;
- b) Da questa distribuzione si determina la riduzione di area per ogni singola lastra che compone la sezione;
- c) Si determina la distribuzione di tensione sulla sezione basandosi sulle proprietà inerziali della sezione ridotta;

Qualora la distribuzione ottenuta in c) sia notevolmente diversa da quella ottenuta in a), si ripetono i punti b) e c) fino ad avere convergenza dei risultati, altrimenti la distribuzione è corretta.

In questo modo non c'è un limite tensionale legato all'instabilità locale della piastra; tale effetto è tenuto in conto considerando solo le porzioni efficaci di tutti i sotto elementi e degli irrigiditori che compongono la piastra.

Per un carico assegnato, le riserve di resistenza post-critiche dipendono fortemente dalle proporzioni della lastra e dal grado di ortotropia (in presenza di irrigiditori). Deve quindi farsi attenzione a entrambi questi fattori, tenendo in conto di adeguate riduzioni relative alle due situazioni limite: il comportamento a piastra, in cui le riserve post-critiche sono più ampie, e il comportamento a colonna, per cui il fenomeno di imbozzamento conduce a un collasso di tipo fragile.

Questo metodo di calcolo procede per componenti: ogni componente dello sforzo viene verificata individualmente e solo in una fase successiva si verifica se c'è interazione. Per questo motivo si presentano separatamente il comportamento a flessione e il comportamento a taglio della sezione.

Si riporta di seguito come viene condotto il calcolo con il metodo delle sezioni ridotte. Quanto riportato è ricavato da EC3-1-5 parti 4,5,7 e nella C-NTC2008 4.2.4.1.3.4.

Comportamento a flessione - Pannelli privi di irrigiditori longitudinali

Si determina il parametro ψ come rapporto tra la massima tensione di trazione (o la minima di compressione) e la massima tensione di compressione. Tale parametro non può quindi assumere valori superiori ad 1 (caso limite di compressione pura).

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1} \leq 1$$

Sulla base del coefficiente ψ si determinano le porzioni di area collaborante, lorda o efficace a seconda della situazione cui si fa riferimento. Per ogni sottopannello è possibile determinare il coefficiente di instabilità k_σ , mediante una formulazione semplificata dipendente dal valore di ψ . I valori di k_σ sono diversi a seconda che il pannello sia vincolato su entrambi i bordi o solo su uno.

La verifica di stabilità dei pannelli compressi non irrigiditi si conduce considerando la sezione efficace del pannello.

L'area della sezione efficace è definita come $A_{\text{eff.}} = \rho \cdot A_c$ dove ρ è il coefficiente di riduzione che tiene conto dell'instabilità della lastra e A_c è l'area lorda della sezione del pannello.

Il coefficiente ρ è dato da:

Per elementi interni:

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \lambda_p \leq 0,673$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{se} \quad \lambda_p > 0,673$$

Per elementi esterni:

$$\rho = 1 \quad \text{se} \quad \lambda_p \leq 0,748$$

$$\rho = \frac{\lambda_p - 0,188}{\lambda_p^2} \geq \frac{1}{\lambda_p} \quad \text{se} \quad \lambda_p > 0,748$$

la snellezza relativa del pannello λ_p è:
$$\lambda_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,p}}} = \frac{b/t}{28,4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

dove il coefficiente per l'instabilità per compressione k_σ dipendente da ψ e dalle condizioni di vincolo, è dato nella circolare alla NTC2008 nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con entrambi i bordi longitudinali irrigiditi e nella tabella C.4.2.VIII per i pannelli con un solo bordo irrigidito, e b è la larghezza del pannello.

La definizione dei coefficienti k_σ e ψ si basa sul valore delle tensioni estreme σ_1 e σ_2 per cui, essendo il valore di tali tensioni dipendente dalla sezione efficace considerata, il calcolo di ψ e la determinazione della geometria della sezione efficace necessitano di una procedura iterativa, in cui si considera una geometria inizialmente coincidente con la sezione lorda del pannello.

Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$-1 > \psi > -3$
Buckling factor k_σ	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

Figura 121 – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni

Stress distribution (compression positive)		Effective ^p width b_{eff}			
		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	0	-1	$1 \geq \psi \geq -3$	
Buckling factor k_{σ}	0,43	0,57	0,85	$0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$	

		$1 > \psi > 0:$ $b_{eff} = \rho c$			
		$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho c / (1-\psi)$			
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1
Buckling factor k_{σ}	0,43	$0,578 / (\psi + 0,34)$	1,70	$1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$	23,8

Figura 122 – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi esterni

Comportamento a flessione - Pannelli con irrigiditori longitudinali

Nel calcolo dei pannelli con irrigiditori longitudinali si deve tener conto delle aree efficaci delle zone compresse, considerando l'instabilità globale del pannello irrigidito e l'instabilità locale di ciascun sottopannello e le riduzioni per effetto del trascinamento da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinamento da taglio.

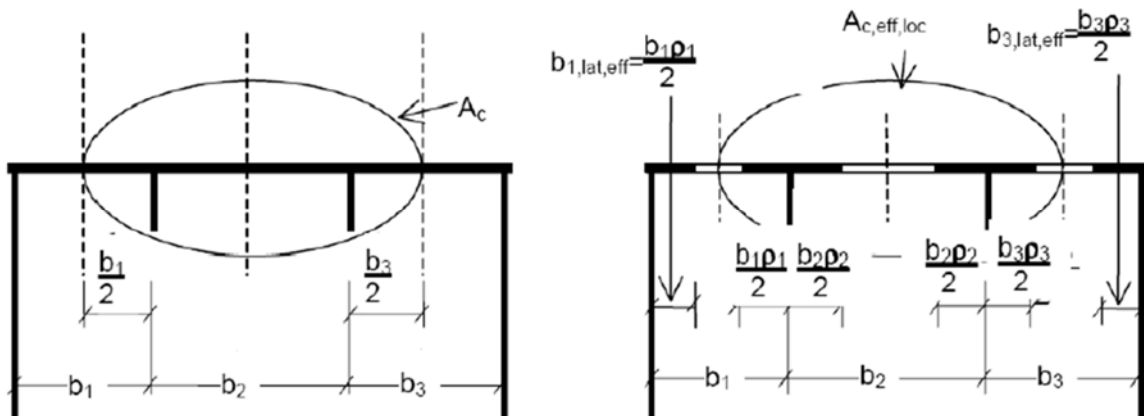
Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

Il pannello irrigidito deve essere verificato per l'instabilità globale: il calcolo deve essere effettuato considerando le aree efficaci degli irrigiditori e modellando il pannello come una piastra ortotropa equivalente, in modo da determinare il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale.

Indicati con $A_{sl,eff}$ la somma delle aree efficaci di tutti gli irrigiditori longitudinali che sono nella zona compressa e con ρ_{loc} il coefficiente di riduzione della larghezza $b_{c,loc}$ della parte compressa di ogni sottopannello, valutati come indicato nel seguito, e detto t lo spessore del sottopannello, l'area efficace $A_{c,eff,loc}$ degli irrigiditori e dei sottopannelli che sono in zona compressa è data da:

$$A_{c,eff,loc} = A_{sl,eff} + \sum_c \rho_{loc} \cdot b_{c,loc} \cdot t$$

essendo la sommatoria estesa a tutta la zona compressa del pannello irrigidito, ad eccezione delle parti, di larghezza $b_{lat,eff}$ vincolati a lastre adiacenti.



L'area efficace della parte compressa del pannello nervato è quindi data da:

$$A_{c,eff} = \rho_c \cdot A_{sl,eff,loc} + \sum_c b_{c,lat,eff} \cdot t$$

Il coefficiente di riduzione ρ_c per l'instabilità globale può essere determinato come:

$$\rho_c = \xi \cdot (\rho - \chi_c) \cdot (2 - \xi) + \chi_c$$

Dove:

χ_c coefficiente di riduzione per l'instabilità di colonna;

ρ coefficiente di riduzione per l'instabilità di lastra;

$0 \leq \xi = \frac{\sigma_{cr,p}}{\sigma_{cr,c}} - 1 \leq 1$ essendo $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ le tensioni critiche euleriane per l'instabilità di colonna e l'instabilità di piastra.

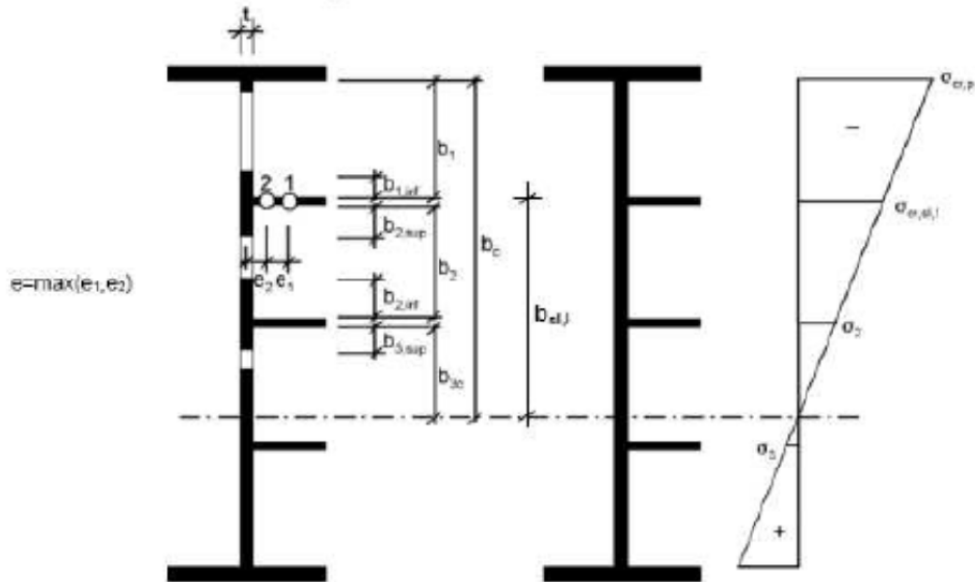
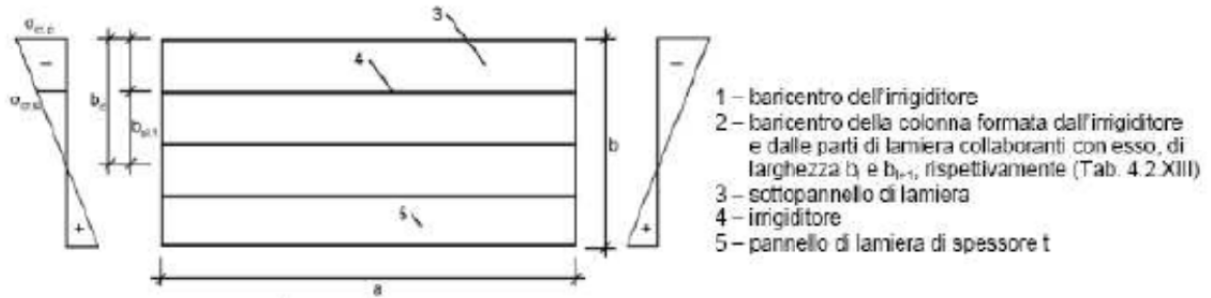
Instabilità di colonna

In un pannello di lunghezza a , la tensione critica euleriana per un pannello non irrigidito è data da:

$$\sigma_{cr,c} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot t^2}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$$

mentre per un pannello irrigidito, considerando b_c e $b_{sl,l}$ rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione, può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,l}}$$



	larghezza collaborante per il calcolo dell'area lorda	larghezza collaborante per il calcolo dell'area efficace (Tabella C4.2.VIII)	ψ_i
$b_{1,inf}$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} \cdot b_1$	$\frac{3 - \psi_1}{5 - \psi_1} \cdot b_{1,eff}$	$\psi_1 = \frac{\sigma_{cr,s,l,1}}{\sigma_{cr,p}} > 0$
$b_{2,sup}$	$\frac{2}{5 - \psi_2} \cdot b_2$	$\frac{2}{5 - \psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,s,l,1}} > 0$
$b_{2,inf}$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} \cdot b_2$	$\frac{3 - \psi_2}{5 - \psi_2} \cdot b_{2,eff}$	$\psi_2 = \frac{\sigma_2}{\sigma_{cr,s,l,1}} > 0$
$b_{3,sup}$	$0,4 \cdot b_{3c}$	$0,4 \cdot b_{3c,eff}$	$\psi_3 = \frac{\sigma_3}{\sigma_2} < 0$

Con:
$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,t}}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot a^2}$$

tensione critica euleriana dell'irrigiditore maggiormente compresso, essendo $A_{sl,1}$ e $I_{sl,1}$ l'area e il momento d'inerzia per l'inflessione fuori piano della sezione lorda dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

La snellezza relativa λ_c è definita, rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, da:

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr,c}}} = \sqrt{\frac{A_{sl,1, \text{eff}} \cdot f_y}{A_{sl,1}}}$$

$A_{sl,1, \text{eff}}$ area efficace dell'irrigiditore e delle parti di pannello ad esso adiacenti.

Il fattore di riduzione χ_c può essere ottenuto considerando un opportuno valore amplificato, α_e , del coefficiente α , calcolato rispettivamente per pannelli non irrigiditi e per pannelli con irrigiditori, come:

$$\alpha_e = \alpha = 0,21 \qquad \alpha_e = \alpha + \frac{0,09 \cdot e}{i}$$

Dove

$\alpha = 0,34$ irrigiditori a sezione chiusa

$\alpha = 0,49$ irrigiditori a sezione aperta,

$e = \max(e_1, e_2)$ dove e_1 e e_2 rappresentano le distanze dal baricentro della lamiera e dal baricentro dell'irrigiditore singolo, rispettivamente, (o dei baricentri dei due irrigiditori, in casi di irrigiditori doppi) dal baricentro della sezione efficace dell'irrigiditore, e i è il raggio d'inerzia della sezione lorda dell'irrigiditore, comprensiva della parte di lamiera collaborante.

Instabilità di piastra

La tensione critica per l'instabilità di piastra può essere determinata come qui indicato, a seconda che, in zona compressa, la piastra abbia tre o più irrigiditori longitudinali o ne abbia meno di tre.

Piastre con tre o più irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate come piastre ortotrope equivalenti. La tensione critica euleriana al bordo maggiormente compresso della piastra ortotropa equivalente, $\sigma_{cr,p}$, è data da:

$$\sigma_{cr,p} = k_{\sigma,p} \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \frac{t^2}{b^2}$$

dove t e b sono lo spessore e la larghezza della piastra irrigidita e $k_{\sigma,p}$ è il coefficiente d'instabilità per tensioni normali.

In mancanza di determinazioni più accurate, il coefficiente $k_{\sigma,p}$ per un pannello di lunghezza a può essere assunto uguale a:

$$k_{\sigma,p} = \frac{2 \left[(1 + \alpha_1^2)^2 + \gamma - 1 \right]}{\alpha_1^2 (\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 \leq \sqrt[4]{\gamma}$$

$$k_{\sigma,p} = \frac{4 \cdot (1 + \sqrt{\gamma})}{(\psi + 1)(1 + \delta)} \quad \text{se } \alpha_1 > \sqrt[4]{\gamma}$$

in cui: $\alpha_1 = a/b \geq 0.5$

Ψ rapporto tra le tensioni ai lembi del pannello, $\Psi = \sigma_2/\sigma_1 \geq 0,5$, essendo σ_1 la tensione al lembo maggiormente compresso;

γ rapporto tra I_{sl} momento d'inerzia baricentrico dell'intera piastra irrigidita e il momento d'inerzia della lamiera;

δ rapporto tra area complessiva lorda degli irrigiditori ΣA_{sl} e l'area lorda della lamiera.

Le piastre con uno o due irrigiditori longitudinali in zona compressa possono essere trattate con i seguenti metodi semplificati, trascurando il contributo degli eventuali irrigiditori tesi.

Se la piastra presenta un solo irrigiditore in zona compressa, quest'ultimo può essere considerato come un elemento compresso isolato vincolato elasticamente dalla lamiera, cosicché la tensione critica euleriana può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{1,05 \cdot E}{A_{sl,1}} \cdot \frac{\sqrt{I_{sl,1} \cdot t^3 \cdot b}}{b_1 \cdot b_2} \quad \text{se } a \geq a_c$$

$$\sigma_{cr,sl} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{sl,1}}{A_{sl,1} \cdot a^2} + \frac{Eb \cdot a^2 \cdot t^3}{4 \cdot \pi^2 \cdot (1 - \nu^2) \cdot A_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2} \quad \text{se } a < a_c$$

Dove:

$A_{sl,1}$ area lorda dell'irrigiditore;

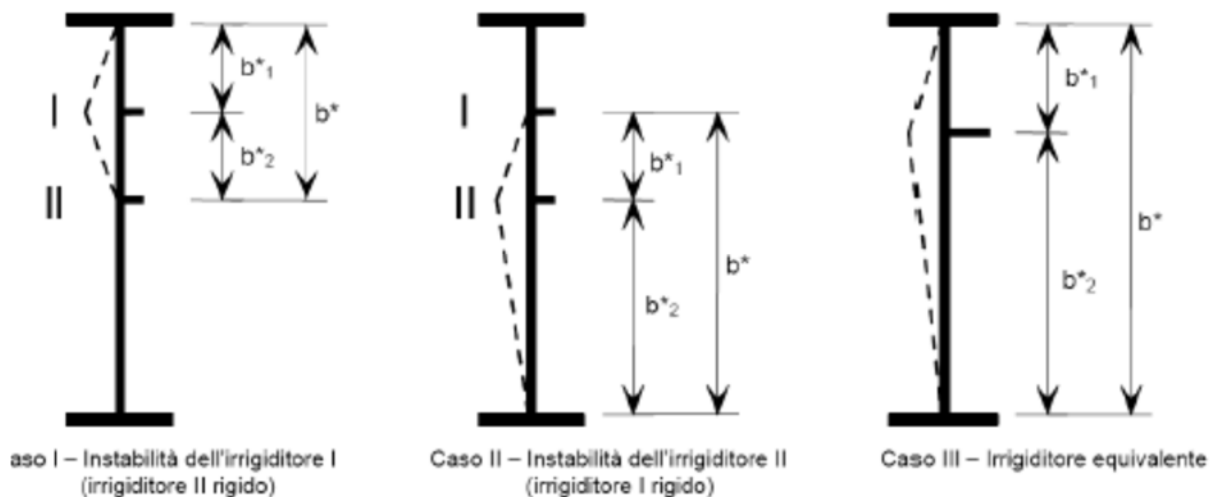
$I_{sl,1}$ momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore;

b_1 e b_2 distanze dell'irrigiditore dai bordi longitudinali del pannello $b_1 + b_2 = b$;

inoltre:

$$a_c = 4,33 \cdot \sqrt[4]{\frac{I_{sl,1} \cdot b_1^2 \cdot b_2^2}{t^3 \cdot b}}$$

Se la piastra presenta due irrigiditori longitudinali, di area $A_{sl,1}$ e $A_{sl,2}$, e momenti d'inerzia $I_{sl,1}$ e $I_{sl,2}$, rispettivamente, si possono considerare le tre situazioni limite illustrate in figura:



Nel caso I il primo irrigiditore si instabilizza e il secondo è considerato rigido; nel caso II il secondo irrigiditore si instabilizza e il primo è considerato rigido; nel caso III, infine, si considera un unico irrigiditore equivalente di area $A_{sl,eq} = A_{sl,1} + A_{sl,2}$ e momento d'inerzia $I_{sl,eq} = I_{sl,1} + I_{sl,2}$ disposto nel punto d'applicazione della risultante delle forze normali incassate dei due irrigiditori.

La tensione critica del pannello è quella minima fra le tre così determinate.

Si svolge inoltre la verifica del respiro d'anima. Essa è volta alla limitazione della snellezza dei singoli sottopannelli. I criteri di verifica sono contenuti nelle istruzioni a NTC-08, cap. 4.2.4.1.3.4, che rimandano a EN 1993.2, cap. 7.4.

Tra i metodi proposti, si sceglie quello più rigoroso, comprendente la verifica diretta della stabilità dei sottopannelli, consistente nel confronto del quadro tensionale indotto dalla combinazione S.L.E. frequente, rappresentato da $\sigma_{x,Ed,ser}$ e $\tau_{xy,Ed,ser}$, con le tensioni normali e tangenziali critiche del pannello, mediante la relazione (cfr. 1993-2 cap. 7.4.(3)):

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_{s,Ed,ser}}{k_{\sigma} \cdot \sigma_E}\right)^2 + \left(\frac{1.1 \cdot \tau_{s,Ed,ser}}{k_{\tau} \cdot \sigma_E}\right)^2} \leq 1.1$$

in cui:

σ_E è la tensione critica Euleriana

$$\sigma_E = 190000 \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

k_{σ} , k_{τ} sono coefficienti di imbozzamento per tensioni normali e tangenziali e dipendono della geometria e dallo stato di sforzo del pannello.

La verifica può essere omessa qualora sia soddisfatta la formula seguente:

$$\text{Ponti stradali} \quad b/t \leq 30 + 4,0 L \leq 300$$

$$\text{Ponti ferroviari} \quad b/t \leq 55 + 3,3 L \leq 250$$

Dove:

b altezza dei pannelli d'anima,

t spessore dei pannelli d'anima;

L lunghezza in metri della campata.

7.2.1 Modalità di verifica

Al termine della presente relazione, in allegato A, si riportano le verifiche a flessione, taglio e torsione delle travi principali relativamente ad ogni allineamento.

7.3 Verifiche trasversi di campata tipo DC1

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione flettente per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i momenti M_1 cioè quelli calcolati ad esterno curva e M_2 cioè quelli calcolati ad interno curva:

frame	T 17	
	M_1 [kN m]	M_2 [kN m]
Acciaio	-52,49	39,3
Soletta	-184,93	158,16
Permanenti	-47,59	34,95
Cedimenti	-10,87	8,48
Accidentali mezzi	-544,78	630,34
Folla	Contributo trascurabile di segno opposto	Contributo trascurabile di segno opposto
Temperatura	-168,40	94,46
Ritiro	Contributo trascurabile di segno opposto	Contributo trascurabile di segno opposto

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui trasversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[1,67 \cdot \frac{6,02^2}{2} + 1,67 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,67 \cdot 0,79 \cdot 2,40 \cdot \left(2,60 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) \right] \cdot 4,57 = 205,38 \text{ kNm/m}$$

Tale momento flettente genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{205,38}{5,00} = 41,08 \text{ kN/m}$$

Il momento massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + M_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + M_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$M_{Sd,1} = -(52,49 + 184,93) \cdot 1,35 - 47,59 \cdot 1,50 - 10,87 \cdot 1,20 - 544,78 \cdot 1,35 - 168,40 \cdot 0,72 - 205,38 \cdot 0,90 = -1.446,49 \text{ kN m}$$

$$M_{Sd,2} = (39,30 + 158,16) \cdot 1,35 + 34,95 \cdot 1,50 + 8,48 \cdot 1,20 + 630,34 \cdot 1,35 + 94,46 \cdot 0,72 - 205,38 \cdot 0,90 = 1.432,98 \text{ kN m}$$

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione tagliante per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i tagli V_1 cioè quelli calcolati ad esterno curva e V_2 cioè quelli calcolati ad interno curva:

frame	T 17	
	V_1 [kN]	V_2 [kN]
Acciaio	21,4	15,32
Soletta	68,62	68,62
Permanenti	16,51	16,51
Cedimenti	Contributo trascurabile di segno opposto	Contributo trascurabile di segno opposto
Accidentali mezzi	234,09	-102,40
Folla	0,37	-10,05
Temperatura	52,57	Contributo trascurabile di segno opposto
Ritiro	Contributo trascurabile di segno opposto	-55,44

Il taglio massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$V_{Sd} = V_{pp} \cdot \gamma_{g1} + V_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + V_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + V_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + V_{Acc. + folla} \cdot \gamma_q + V_{Temp} \cdot \gamma_{\varepsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + V_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$V_{Sd,1} = (21,40 + 68,62) \cdot 1,35 + 16,51 \cdot 1,50 + (238,06 + 0,37) \cdot 1,35 + 52,57 \cdot 0,72 + 41,08 \cdot 0,90 = -537,64 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,2} = (15,32 + 68,62) \cdot 1,00 - (104,63 + 10,05) \cdot 1,35 - 55,44 \cdot 1,20 - 41,08 \cdot 0,90 = -171,37 \text{ kN}$$

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali (2L 140x13 superiori e inferiori), mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali (2L 120x12).

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui correnti
$$N_{corr} = \frac{M_{Sd,1}}{h} = \frac{1.446,49}{2,05} = 705,60 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali
$$N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = \frac{537,64}{\cos(50,6)} = 847,04 \text{ kN}$$

7.3.1 Correnti

Profili 2L 140x13

Sollecitazioni sui correnti

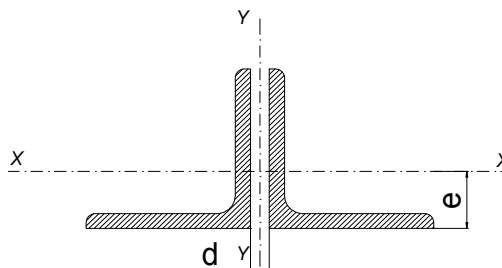
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{sd},1}}{h} = \frac{1.446,49}{2,05} = 705,60 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC1

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	35,00
Distanza e (cm)	3,92
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	638,50
Distanza profilo d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	4,27
Snellezza dir X-X	114
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,52
Raggio d'inerzia min (cm)	2,74
Snellezza dir Y-Y	80

L 140x13



Lunghezza elemento (cm)	485
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 140x13	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	140	mm
t	spessore ala	13	mm
	rapporto h/t	10,77	
	tipo di acciaio	S 355	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	114	
λ _y	snellezza direzione y-y	80	
A	area lorda di un profilo	3.500	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	3.500	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	159,4	N/mm ²

Carico critico elastico =	N _{cr} =	1.115.800	N
Snellezza adimensionale	λ' =	1,492	
Fattore di imperfezione	α =	0,34	
Fattore adimensionale	Φ =	1,833	
Coefficiente per instabilità	χ =	0,345	

N _{Ed}	Azione normale di progetto	705,60	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	779,53	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,105$

VERIFICA SODDISFATTA

7.3.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 4 Bulloni M24 in DOPPIA sezione classe 10.9.

Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni ed utilizzato nelle verifiche è pari a: $N_{\text{compress}} = 705,36 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{705,36}{4} = 176,34 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{v, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 353 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 282,40 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{v, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{282,40}{176,34} = 1,60 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.3.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,583$$

$$k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{705,36}{4} = 176,34 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,583 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 228,50 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{228,50}{176,34} = 1,30 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.3.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 70 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm}$$

>

$$2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,583$$

$$k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{705,36}{8} = 88,17 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,583 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 13}{1,25} \cdot 10^{-3} = 185,50 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{185,50}{88,17} = 2,10 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.3.2 Diagonali

Profili 2L 120x12

Sollecitazioni sui diagonali

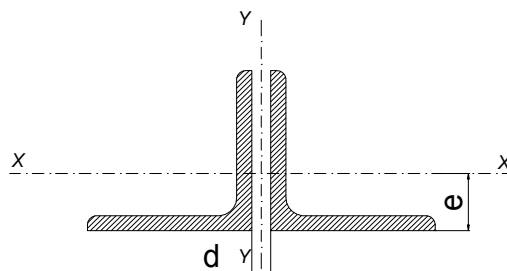
$$N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = \frac{537,64}{\cos(50,6)} = 847,04 \text{ kN}$$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC1

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	27,50
Distanza e (cm)	3,40
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	367,70
Distanza profilo d (cm)	1,60
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	3,65
Snellezza dir X-X	78
Raggio d'inerzia y-y (cm)	5,57
Raggio d'inerzia min (cm)	2,34
Snellezza dir Y-Y	62

L 120x12



Lunghezza elemento (cm)	285
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 120x12	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	120	mm
t	spessore ala	12	mm
	rapporto h/t	10,00	
	tipo di acciaio	S 355	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	78	
λ _y	snellezza direzione y-y	62	
A	area lorda di un profilo	2.750	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	2.750	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	340,6	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 1.873.300$ N

Snellezza adimensionale $\lambda' = 1,021$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 1,161$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,584$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	847,0	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	1.036,3	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,223$

VERIFICA SODDISFATTA

7.3.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 4 Bulloni M24 in DOPPIA sezione classe 10.9.

Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni ed utilizzato nelle verifiche è pari a: $N_{\text{compress}} = 847,04 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{847,04}{4} = 211,76 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{v, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 353 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 282,40 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{v, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{282,40}{211,76} = 1,33 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.3.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,583$$

$$k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{847,04}{4} = 211,76 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,583 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 228,50 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{228,50}{211,76} = 1,08 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.3.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 48 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 65 \text{ mm}$$

>

$$2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,583$$

$$k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{4} = \frac{847,04}{8} = 105,88 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,583 \cdot 510 \cdot 24 \cdot 13}{1,25} \cdot 10^{-3} = 185,60 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{185,60}{105,88} = 1,75 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.4 Verifiche trasversi di campata tipo DC2

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione flettente per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i momenti M_1 cioè quelli calcolati ad esterno curva e M_2 cioè quelli calcolati ad interno curva:

frame	T 20	
	M_1 [kN m]	M_2 [kN m]
Acciaio	164,55	-114,63
Soletta	736,91	-531,26
Permanenti	139,26	-85,48
Cedimenti	88,84	-109,47
Accidentali mezzi	438,31	-529,05
Folla	9,04	Contributo trascurabile di segno opposto
Temperatura	Contributo trascurabile di segno opposto	Contributo trascurabile di segno opposto
Ritiro	391,48	-531,63

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui trasversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[1,67 \cdot \frac{6,02^2}{2} + 1,67 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,67 \cdot 0,79 \cdot 2,40 \cdot \left(2,60 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) \right] \cdot 4,57 = 205,38 \text{ kNm/m}$$

Tale momento flettente genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{205,38}{5,00} = 41,08 \text{ kN/m}$$

Il momento massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm.} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced.} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp.} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + M_{Rit.} \cdot \gamma_{Rit} + M_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$M_{Sd,1} = (164,55 + 736,91) \cdot 1,35 + 139,26 \cdot 1,50 + 88,84 \cdot 1,20 + (438,31 + 9,04) \cdot 1,35 + 391,48 \cdot 1,20 + 205,38 \cdot 0,90 = 2.791,01 \text{ kN m}$$

$$M_{Sd,2} = -(114,63 + 531,26) \cdot 1,35 - 85,48 \cdot 1,50 - 109,47 \cdot 1,20 - 529,05 \cdot 1,35 - 531,63 \cdot 1,20 - 205,38 \cdot 0,90 = -2.668,55 \text{ kN m}$$

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione tagliante per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i tagli V_1 cioè quelli calcolati ad esterno curva e V_2 cioè quelli calcolati ad interno curva:

frame	T 17	
	V_1 [kN]	V_2 [kN]
Acciaio	-50,32	-61,35
Soletta	-253,64	-253,64
Permanenti	-44,95	-44,95
Cedimenti	-39,65	-39,65
Accidentali mezzi	-189,97	136,9
Folla	-1,20	-1,20
Temperatura	Contributo trascurabile di segno opposto	134,91
Ritiro	-184,62	Contributo trascurabile di segno opposto

Il taglio massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$V_{Sd} = V_{pp} \cdot \gamma_{g1} + V_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + V_{Perm.} \cdot \gamma_{g2} + V_{Ced.} \cdot \gamma_{Ced} + V_{Acc. + folla} \cdot \gamma_q + V_{Temp.} \cdot \gamma_{\varepsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + V_{Rit.} \cdot \gamma_{Rit} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$V_{Sd,1} = -(50,32 + 253,64) \cdot 1,35 - 44,95 \cdot 1,50 - 39,65 \cdot 1,20 - (189,97 + 1,20) \cdot 1,35 - 184,62 \cdot 1,20 - 41,08 \cdot 0,90 = -1.041,96 \text{ kN}$$

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali (2L 180x15 superiori e inferiori), mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali (2L 150x15).

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui correnti

$$N_{corr} = \frac{M_{Sd,1}}{h} = \frac{2.791,01}{2,05} = 1.361,47 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali

$$N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = \frac{1.041,96}{\cos(50,6)} = 1.641,58 \text{ kN}$$

7.4.1 Correnti

Profili 2L 180x15

Sollecitazioni sui correnti

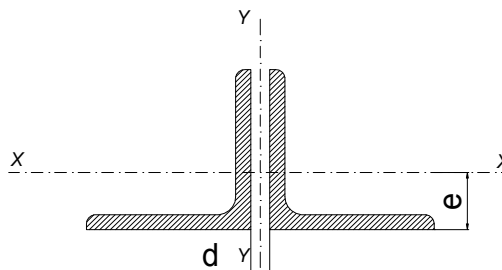
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{sd},1}}{h} = \frac{2.791,01}{2,05} = 1.361,47 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC2

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	52,10
Distanza e (cm)	4,98
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	1.589,00
Distanza profilo d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5,52
Snellezza dir X-X	87
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,14
Raggio d'inerzia min (cm)	3,53
Snellezza dir Y-Y	63

L 180x15



Lunghezza elemento (cm)	480
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x15	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	15	mm
	rapporto h/t	12,00	
	tipo di acciaio	S 355	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	87	
λ _y	snellezza direzione y-y	63	
A	area lorda di un profilo	5.210	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	5.210	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	273,8	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 2.852.996$ N

Snellezza adimensionale $\lambda' = 1,139$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 1,308$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,512$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	1.361,5	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	1.723,4	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,266$

VERIFICA SODDISFATTA

7.4.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9.

Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni ed utilizzato nelle verifiche è pari a: $N_{\text{compress}} = 1.361,47 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{1.361,47}{6} = 226,91 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{V, \text{Rd}} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{\text{tb}}}{\gamma_{\text{M2}}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{367,20}{226,91} = 1,62 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.4.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_1 = 75 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,583 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,27$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{1.361,47}{6} = 226,91 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,27 \cdot 0,583 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 20}{1,25} \cdot 10^{-3} = 291,60 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{291,60}{226,91} = 1,29 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.4.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_1 = 75 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,583 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,27$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{6} = \frac{1.361,47}{12} = 113,46 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,27 \cdot 0,583 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 15}{1,25} \cdot 10^{-3} = 218,70 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{218,70}{113,46} = 1,93 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.4.2 Diagonali

Profili 2L 150x15

Sollecitazioni sui diagonali

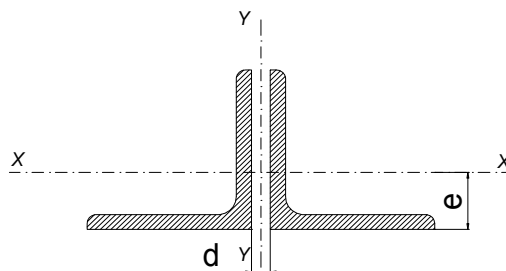
$$N_{diag} = \frac{V_{sd,1}}{\cos \alpha} = \frac{1.041,96}{\cos(50,6)} = 1.641,58 \text{ kN}$$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC2

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	43,00
Distanza e (cm)	4,25
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	898,10
Distanza profilo d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	4,57
Snellezza dir X-X	60
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,96
Raggio d'inerzia min (cm)	2,93
Snellezza dir Y-Y	48

L 150x15



Lunghezza elemento (cm)	275
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 150x15	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	150	mm
t	spessore ala	15	mm
	rapporto h/t	10,00	
	tipo di acciaio	S 355	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	60	
λ _y	snellezza direzione y-y	48	
A	area lorda di un profilo	4.300	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	4.300	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	575,5	N/mm ²

Carico critico elastico =	N _{cr} =	4.949.300	N
Snellezza adimensionale	λ' =	0,785	
Fattore di imperfezione	α =	0,34	
Fattore adimensionale	Φ =	0,908	
Coefficiente per instabilità	χ =	0,733	

N _{Ed}	Azione normale di progetto	1.641,6	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	2.035,6	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,240$

VERIFICA SODDISFATTA

7.4.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 5 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9.

Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni ed utilizzato nelle verifiche è pari a: $N_{\text{compress}} = 1.641,58 \text{ kN}$

$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{5} = \frac{1.641,58}{5} = 328,32 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{v,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{328,32} = 1,12 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.4.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 75 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,556 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{5} = \frac{1.641,58}{5} = 328,32 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 22}{1,25} \cdot 10^{-3} = 336,87 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{336,87}{328,32} = 1,03 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.4.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 75 \text{ mm}$$

>

$$2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,5 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,03$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{5} = \frac{1.641,58}{10} = 164,16 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,03 \cdot 0,5 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 15}{1,25} \cdot 10^{-3} = 167,72 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{167,72}{164,16} = 1,02 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.5 Verifiche trasversi di pila e spalle

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione flettente per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i momenti M_1 cioè quelli calcolati ad esterno curva e M_2 cioè quelli calcolati ad interno curva:

frame	T P1	
	M_1 [kN m]	M_2 [kN m]
Acciaio	10,61	-1,36
Soletta	45,90	-12,51
Permanenti	-10,08	28,76
Cedimenti	53,40/-69,07	77,80/-60,59
Accidentali mezzi	477,98/-476,22	565,19/-530,77
Folla	-58,91	68,90
Temperatura	-548,94	596,27
Ritiro	608,7	-676,82

A tali sollecitazioni si aggiungono gli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui trasversi si considera l'azione del vento lungo x, ovvero la pressione del vento agente in direzione ortogonale all'impalcato. Il momento flettente dovuto alla spinta del vento risulta:

$$M_T = \left[1,67 \cdot \frac{6,02^2}{2} + 1,67 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,67 \cdot 0,79 \cdot 2,40 \cdot \left(2,60 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) \right] \cdot 50,70 =$$

$$= 2.278,50 \text{ kNm/m}$$

Tale momento flettente genera una coppia di forze agenti sui correnti avente braccio pari alla distanza tra il baricentri dei correnti stessi. Si ottiene quindi:

$$|V| = \frac{2.278,50}{5,00} = 455,69 \text{ kN/m}$$

Il momento massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$M_{Sd} = M_{pp} \cdot \gamma_{g1} + M_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + M_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + M_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + M_{Acc+folla} \cdot \gamma_q + M_{Temp} \cdot \gamma_{\epsilon 3} \cdot \psi_{0,temp} + M_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} +$$

$$+ M_v \cdot \gamma_v \cdot \psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$M_{Sd,1} = (10,61 + 45,90) \cdot 1,35 + 53,40 \cdot 1,20 + 477,98 \cdot 1,35 \cdot 0,75 + 608,70 \cdot 1,20 + 2.278,50 \cdot 1,50 = 4.772,51 \text{ kN m}$$

$$M_{Sd,2} = -(1,36 + 12,51) \cdot 1,35 - 60,59 \cdot 1,20 - 530,77 \cdot 1,35 \cdot 0,75 - 676,82 \cdot 1,20 - 2.278,50 \cdot 1,5 = -4.858,77 \text{ kN m}$$

Dall'analisi strutturale, si ricavano i seguenti valori di sollecitazione tagliante per il traverso maggiormente sollecitato, si distinguono i tagli V_1 cioè quelli calcolati ad esterno curva e V_2 cioè quelli calcolati ad interno curva:

frame	T P1	
	V_1 [kN]	V_2 [kN]
Acciaio	4,15	-8,94
Soletta	-11,68	-11,68
Permanenti	7,77	7,77
Cedimenti	29,37	-22,80
Accidentali mezzi	208,37	-201,73
Folla	25,56	-1,50
Temperatura	299,04	Contributo trascurabile di segno opposto
Ritiro	Contributo trascurabile di segno opposto	-257,11

Il taglio massimo opportunamente combinato con i coefficienti moltiplicativi allo SLU è pari a:

$$V_{Sd} = V_{pp} \cdot \gamma_{g1} + V_{Sol.} \cdot \gamma_{g1} + V_{Perm} \cdot \gamma_{g2} + V_{Ced} \cdot \gamma_{Ced} + V_{Acc. + folla} \cdot \gamma_q + V_{Temp} \cdot \gamma_{\varepsilon 3} \cdot \Psi_{0,temp} + V_{Rit} \cdot \gamma_{Rit} + V_v \cdot \gamma_v \cdot \Psi_{0,v}$$

Pertanto si ottiene:

$$V_{Sd,1} = 4,15 \cdot 1,35 - 11,68 + 7,77 \cdot 1,50 + 29,37 \cdot 1,20 + (208,37 + 25,56) \cdot 1,35 \cdot 0,75 + 229,04 \cdot 0,72 + 455,69 \cdot 1,50 = 1.137,80 \text{ kN}$$

$$V_{Sd,2} = -(8,94 + 11,68) \cdot 1,35 - 22,80 \cdot 1,20 - (201,73 + 1,50) \cdot 1,35 \cdot 0,75 - 257,11 \cdot 1,20 - 455,69 \cdot 1,50 = -1.253,03 \text{ kN}$$

L'azione flettente viene assorbita dagli elementi orizzontali (2L 200x18 superiori e inferiori), mentre l'azione di taglio viene assorbita dagli elementi diagonali (2L 180x18).

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui correnti
$$N_{corr} = \frac{M_{Sd,1}}{h} = \frac{4.858,77}{2,05} = 2.370,13 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali
$$N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = \frac{1.253,03}{\cos(50,6)} = 1.974,11 \text{ kN}$$

7.5.1 Correnti

Profili 2L 200x18

Sollecitazioni sui correnti

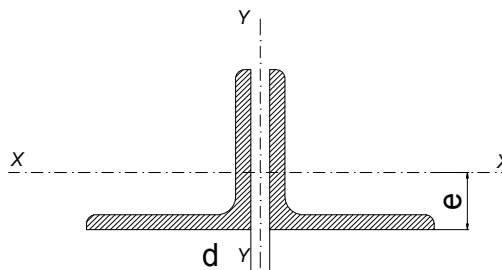
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{sd},1}}{h} = \frac{4.858,77}{2,05} = 2.370,13 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRAVERSI PILA

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	69,10
Distanza e (cm)	5,60
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	2.600,00
Distanza profilo d (cm)	2,50
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	6,13
Snellezza dir X-X	78
Raggio d'inerzia y-y (cm)	9,20
Raggio d'inerzia min (cm)	3,92
Snellezza dir Y-Y	56

L 200x18



Lunghezza elemento (cm)	480
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 200x18	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	200	mm
t	spessore ala	18	mm
	rapporto h/t	11,11	
	tipo di acciaio	S 355	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	78	
λ _y	snellezza direzione y-y	56	
A	area lorda di un profilo	6.910	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	6.910	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	340,6	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 4.707.092$ N

Snellezza adimensionale $\lambda' = 1,021$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 1,161$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,584$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	2.370,1	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	2.603,8	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,099$

VERIFICA SODDISFATTA

7.5.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 8 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9.

Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni ed utilizzato nelle verifiche è pari a: $N_{\text{compress}} = 2.370,13 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{8} = \frac{2.370,13}{8} = 296,27 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{v,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{296,27} = 1,24 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.5.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,556 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,27$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{8} = \frac{2.370,13}{8} = 296,27 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,27 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 25}{1,25} \cdot 10^{-3} = 347,10 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif}, Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{347,10}{296,27} = 1,17 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.5.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm}$$

$$e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,556 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,27$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{8} = \frac{2.370,13}{16} = 148,13 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,27 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 249,90 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif}, Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{249,90}{148,13} = 1,69 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.5.2 Diagonali

Profili 2L 180x15

Sollecitazioni sui diagonali

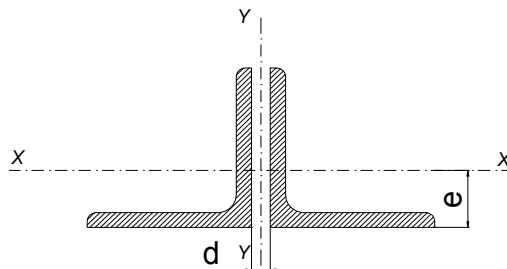
$$N_{diag} = \frac{V_{sd,1}}{\cos \alpha} = \frac{1.253,03}{\cos(50,6)} = 1.974,11 \text{ kN}$$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI PILA

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	52,10
Distanza e (cm)	4,98
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	1.589,00
Distanza profilo d (cm)	2,50
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5,52
Snellezza dir X-X	50
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,33
Raggio d'inerzia min (cm)	3,53
Snellezza dir Y-Y	40

L 180x15



Lunghezza elemento (cm)	275
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x15	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	15	mm
	rapporto h/t	12,00	
	tipo di acciaio	S 355	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	3	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	50	
λ _y	snellezza direzione y-y	40	
A	area lorda di un profilo	5.210	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	5.210	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	829	N/mm ²

Carico critico elastico =	N _{cr} =	8.638.180	N
Snellezza adimensionale	λ' =	0,654	
Fattore di imperfezione	α =	0,34	
Fattore adimensionale	Φ =	0,791	
Coefficiente per instabilità	χ =	0,809	

N _{Ed}	Azione normale di progetto	1.974,1	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	2.719,9	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,378$

VERIFICA SODDISFATTA

7.5.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9.

Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni ed utilizzato nelle verifiche è pari a: $N_{\text{compress}} = 1.974,11 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{6} = \frac{1.974,11}{6} = 329,02 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

$$F_{v,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{\text{res}} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{2 \cdot 459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 367,20 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{v,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{329,02} = 1,12 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.5.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo:

$$e_1 = 48 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad p_1 = 75 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,544 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{6} = \frac{1.974,11}{6} = 329,02 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,544 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 25}{1,25} \cdot 10^{-3} = 340,10 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif}, Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{340,10}{329,02} = 1,03 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.5.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo:

$$e_1 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 66,0 \text{ mm}$$

$$e_2 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 36,0 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72,0 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,5 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,27$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{6} = \frac{1.974,11}{12} = 164,51 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,27 \cdot 0,50 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 15}{1,25} \cdot 10^{-3} = 187,40 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif}, Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{187,40}{164,51} = 1,14 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.6 Verifiche dei controventi superiori in fase di montaggio

I controventi d'impalcato sono inseriti al fine di garantire la stabilità dei traversi all'attacco con le travi principali e quindi la stabilità delle stesse nei confronti dei fenomeni d'instabilità flessotorsionale.

Per poter garantire questa condizione di stabilità essi devono essere in grado di sopportare delle sollecitazioni derivanti dalla tendenza della piattabanda compressa a sbandare lateralmente.

Per definire questi effetti si ricorre alle indicazioni contenute nell'UNI EN 1993-1-1: 2005.

Si considera a tal proposito un'imperfezione di:

$$e_0 = \alpha_m \cdot \frac{L}{500}$$

con L luce della campata e:
$$\alpha_m = \sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{m}\right)}$$

con m numero di membrature da vincolare.

L'effetto delle imperfezioni viene schematizzato con un carico trasversale:

$$q_d = \sum N_{Ed} \cdot 8 \cdot \frac{e_0 + \delta_q}{L^2}$$

Con

δ_q spostamento trasversale dovuto ai carichi laterali;

N_{Ed} sforzo normale di instabilizzazione della flangia compressa:

$$N_{Ed} = \frac{M_{Ed}}{h}$$

M_{Ed} massimo momento flettente nella trave in prima fase;

h altezza totale della trave.

Si considera infine:

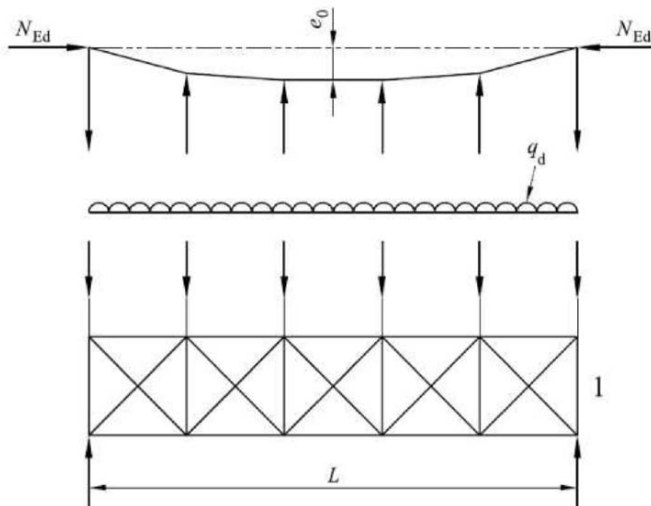
$$q_{\text{vento, MONTAGGIO}} = 1,64 \cdot 2,93 + 1,64 \cdot 0,20 \cdot 2,60 = 5,658 \text{ kN/m}$$

$q_{\text{sopravvento}} \text{ [kN/m]} =$	4,805
$q_{\text{sottovento Tr2}} \text{ [kN/m]} =$	0,853
$q_{\text{Tot}} \text{ [kN/m]} =$	5,658

Forza stabilizzante equivalente

Legenda

- e_0 Imperfezione
 q_d Forza equivalente per unità di lunghezza
 1 Sistema di controvento



La forza N_{Ed} è ipotizzata costante lungo la luce L del sistema di controvento.
 Per forze non uniformi questa è una ipotesi lievemente conservativa.

Nel caso in esame risulta:

$m =$	2
$\alpha_m =$	$\sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$
L [m] =	50,70
h [m] =	2,60
e_0 [mm] =	$0,866 \cdot \frac{50 \cdot 700}{500} = 88$
δ_q [mm] ~	2
M_{Ed} [kNm] =	6.740
N_{Ed} [kN] =	2.590
q_d [kN/m] =	0,725

Il carico implementato e maggiorato tenendo in conto gli effetti del vento e quelli dovuti alle imperfezioni è pari a:

$q_{\text{sopravvento}}$ [kN/m] =	4,805	+	0,725	=	5,53
$q_{\text{sottovento Tr2}}$ [kN/m] =	0,853	+	0,725	=	1,578

Il modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento dei controventi superiori è il seguente:

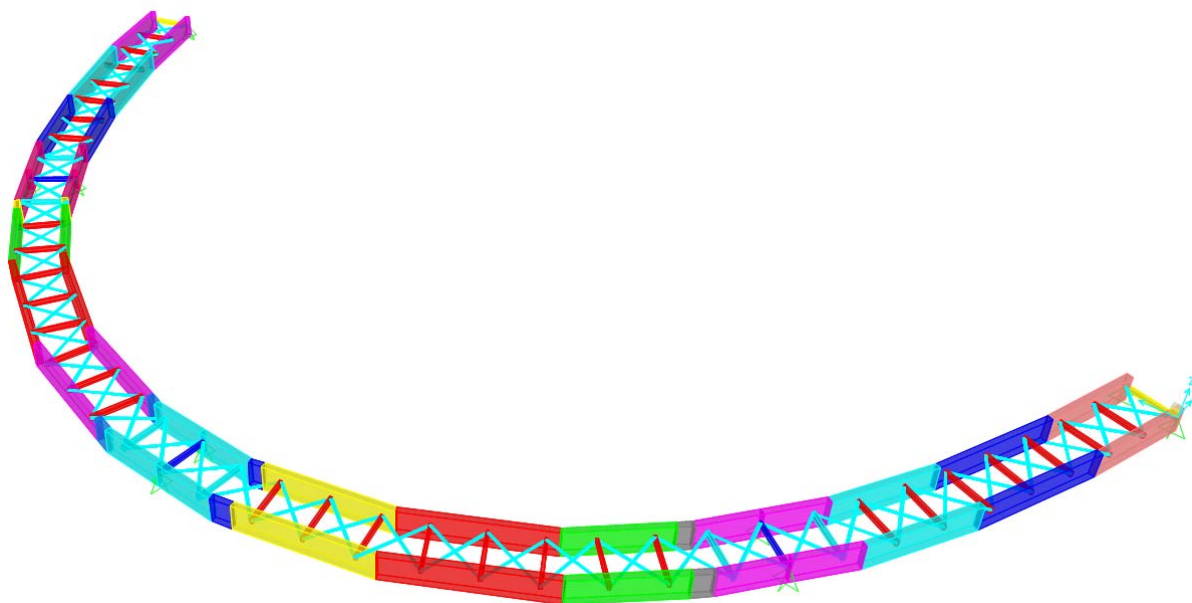


Figura 123 – Modellazione controventi superiori

È stata successivamente valutata l'azione assiale agente sui profili di tipo 2L120x10:

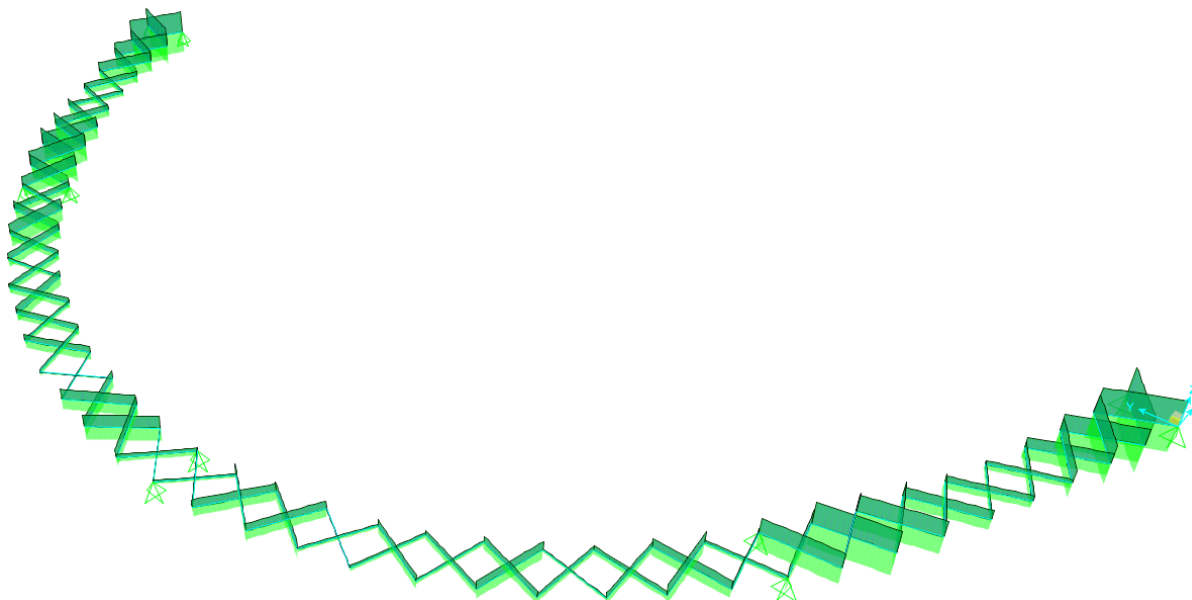


Figura 124 – Diagramma dell'azione assiale ui controventi superiori

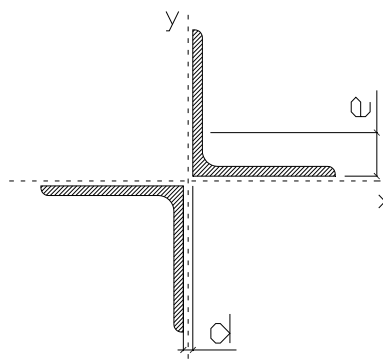
Da tale modellazione si assume il valore massimo, in prima fase e non fattorizzato, di azione di compressione pari a: $N_{Ed} = 67,95 \text{ kN}$

VERIFICA CONTROVENTI SUPERIORI

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	23,20
Distanza e (cm)	3,31
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	312,90
Distanza profilo d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5,66
Snellezza dir X-X	71
Raggio d'inerzia y-y (cm)	5,66
Raggio d'inerzia min (cm)	2,35
Snellezza dir Y-Y	71

L 120x10



Lunghezza elemento (cm)	350
-------------------------	-----

Il valore di N_{Ed} opportunamente combinato con i relativi coefficienti moltiplicativi è pari a:

$$N_{Ed} = N_{Ed} \cdot \gamma_Q = 67,95 \cdot 1,50 = 101,93 \text{ kN}$$

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 120x10	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	120	mm
t	spessore ala	10	mm
	rapporto h/t	12,00	
	tipo di acciaio	S 355	
f _{yk}	tensione caratteristica	355	N/mm ²
ε	coefficiente	0,81	
	classe del profilo	4	

VERIFICA A STABILITA' PER COMPRESSIONE - par. 4.2.4.1.3.1 NTC2008

	Descrizione	Valore	u.d.m.
λ _x	snellezza direzione x-x	71	
λ _y	snellezza direzione y-y	71	
A	area lorda di un profilo	2.320	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	2.234	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	416,2	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 1.859.734 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,924$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 1,049$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,646$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	101,9	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	931,6	kN

Verifica: $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 9,14$

VERIFICA SODDISFATTA

7.6.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 2+2 Bulloni M27 in SEMPLICE sezione classe 10.9.

$$N_{b,sd} = \frac{N_{ptb,sd}}{2} = \frac{101,93}{2} = 50,97 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio dei bulloni:}$$

$$F_{V,Rd} = 0,50 \cdot \frac{A_{res} \cdot f_{tb}}{\gamma_{M2}} = 0,50 \cdot \frac{459 \cdot 1.000}{1,25} \cdot 10^{-3} = 183,60 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{183,60}{50,97} = 3,60 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.6.1.2 Verifica a rifollamento della piastra

Assumendo:

$$e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 73 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,556 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{ptb,sd}}{2} = \frac{101,93}{2} = 50,97 \text{ kN}$ è minore della resistenza a rifollamento della piastra calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{rif} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 10}{1,25} \cdot 10^{-3} = 153,12 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{Rif,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{153,12}{50,97} = 3,00 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.6.1.3 Verifica a rifollamento del profilo

Assumendo:

$$e_1 = 40 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,444 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

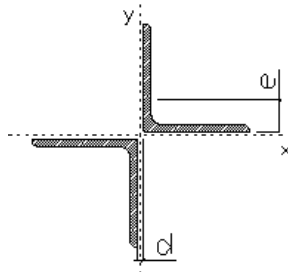
Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{ptb,sd}}{2} = \frac{101,93}{2} = 50,97 \text{ kN}$ è minore della resistenza a rifollamento della piastra calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{rif} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,444 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 10}{1,25} \cdot 10^{-3} = 122,28 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{Rif,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{122,28}{50,97} = 2,40 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.7 Verifiche dei controventi inferiori

La verifica dei controventi inferiori è stata svolta in relazione alle NTC 2008, per membrature presso inflesse. Si utilizza il seguente sistema di riferimento:



Le formule utilizzate si differenziano a seconda della classe della sezione. Per sezioni di classe 1, 2, 3, soggette a compressione N_{Ed} e a momenti flettenti $M_{x,Ed}$ e $M_{y,Ed}$ agenti nei due piani di inerzia, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{\min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{x,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_x \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,x}}\right)} + \frac{M_{y,eq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_y \cdot \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} \leq 1 \quad \text{espressione C4.2.32}$$

dove:

χ_{\min} minimo fattore χ relativo all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia;

W_x, W_y moduli di resistenza elastici;

$N_{cr,x}, N_{cr,y}$ carichi critici euleriani relativi all'inflessione intorno agli assi principali di inerzia.

Per sezioni di classe 4 le formule citate si modificano nelle seguenti disuguaglianze:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_x \cdot f_{yk} \cdot A_{\text{eff}}} + k_{xx} \cdot \frac{(M_{x,Ed} + \Delta M_{x,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_{\text{eff},x}} + k_{xy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{\text{eff},y}} \leq 1 \quad \text{espressione C4.2.38a}$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot f_{yk} \cdot A_{\text{eff}}} + k_{yx} \cdot \frac{(M_{x,Ed} + \Delta M_{x,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot f_{yk} \cdot W_{\text{eff},x}} + k_{yy} \cdot \frac{(M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}) \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{\text{eff},y}} \leq 1 \quad \text{espressione C4.2.38b}$$

dove:

A_{eff} area efficace della sezione;

$W_{\text{eff},x}, W_{\text{eff},y}$ moduli di resistenza efficaci;

$\Delta M_{x,Ed}, \Delta M_{y,Ed}$ momenti della forza normale N_{Ed} rispetto al baricentro della sezione efficace.

$$\Delta M_{x,Ed} = e_{N,y} \cdot N_{Ed}$$

$$\Delta M_{y,Ed} = e_{N,x} \cdot N_{Ed}$$

K coefficiente di interazione (tabella C4.2.IV, NTC 2008)

Le verifiche sono rintracciabile in allegato A.

8. VERIFICHE PARTICOLARI

8.1 Verifica dei connettori

I connettori assicurano l'aderenza tra le travi metalliche e la soletta d'impalcato; essi sono pertanto sollecitati a scorrimento, il quale è massimo quando è massima l'azione di taglio.

Si riportano di seguito le verifiche nelle sezioni più significative.

8.1.1 Resistenze di calcolo dei connettori

d_p diametro dei pioli = 2,2 cm

h_{sc} altezza efficace dei pioli $> 0,6 \times h_s = 200$ mm

$\alpha=1$ per $\frac{h_{sc}}{d} > 4$

f_{ck} resistenza caratteristica del calcestruzzo = $0,83 \times 40 = 33,20$ N/mm²

f_y tensione di rottura dell'acciaio dei pioli = 450 N/mm²

γ_v coefficiente 1,25 allo stato ultimo.

La resistenza allo Stato limite ultimo è data dal minore dei valori ottenuti con le seguenti espressioni:

Crisi lato calcestruzzo:

$$P_{Rd2} \text{ (kN)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / \gamma_v \cdot 10^{-3} = 118,67 \text{ kN} \quad (\text{espressione 4.3.7 NTC 2008})$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd1} \text{ (kN)} = 0,8 \cdot f_y \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v \cdot 10^3 = 109,48 \text{ kN} \quad (\text{espressione 4.3.8 NTC 2008})$$

Per le verifiche allo SLE: $P_{d adm} = \min (P_{Rd1}; P_{Rd2}) \cdot 0,60 = 65,69 \text{ kN / piolo}$

8.1.2 Concio C1

Si esegue la verifica dei connettori sulla trave in corrispondenza dell'appoggio sulla spalla; si riportano le caratteristiche geometriche della sezione resistente, già indicate nei capitoli precedenti.

$$n=16,85 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 430,0}{16,85} \cdot \left(250 + 5 + \frac{28}{2} - 194,7\right)}{16.540.730} = 3,2083 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=6,24 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 430,0}{6,24} \cdot \left(250 + 5 + \frac{28}{2} - 227,3\right)}{20.376.393} = 3,9487 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=14,94 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 430,0}{14,94} \cdot \left(250 + 5 + \frac{28}{2} - 198,9\right)}{17.021.813} = 3,3212 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=20,70 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 430,0}{20,70} \cdot \left(250 + 5 + \frac{28}{2} - 187,8\right)}{15.731.893} = 3,0024 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

Le azioni massime di taglio in corrispondenza dell'appoggio sulla spalla sono:

carichi permanenti	V = 280 kN
cedimenti differenziali	V = 20 kN
carichi accidentali	V = 1.240 kN
carichi da vento	V = 40 kN
carichi termici	V = 110 kN

Lo scorrimento risulta:

$$s_{\text{taglio}} = V_{\text{SLE}} \cdot \frac{S^*}{J} = [280 \cdot 3,2083 + (1.240 + 40 + 110) \cdot 3,9487 + 20 \cdot 3,0024] \cdot 10^{-1} = 642,75 \text{ kN/m}$$

I pioli sono disposti su 3 file ad interasse 20 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\text{max}} = \frac{642,75}{3 \cdot \frac{100}{20}} = 42,85 \text{ kN/piolo} < P_{\text{d adm}}$$

8.2 Verifica di stabilità a taglio

Si valuta la resistenza a taglio dei pannelli d'anima in accordo con il capitolo 5 dell'UNI EN 1993-1-5.

Questa sezione fornisce i criteri per la valutazione della resistenza a taglio di pannelli considerando l'instabilità per taglio allo stato limite ultimo, nel caso in cui risultino soddisfatti i seguenti criteri:

I pannelli devono essere rettangolari;

gli irrigidimenti, se presenti, sono disposti in direzione longitudinale e/o trasversale;

fori e "ritagli" devono avere dimensione ridotta;

gli elementi devono avere sezione uniforme.

Per piastre con h_w / t maggiore di $\frac{72}{\eta} \xi$ (per anime non irrigidite), o maggiore di $\frac{31}{\eta} \xi \sqrt{k_\tau}$ (per anime irrigidite) si rende necessaria la valutazione della resistenza a taglio, nonché la presenza di irrigidimenti trasversali agli appoggi.

Dove:

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y [N/mm^2]}}$$

h_w altezza del pannello d'anima;

$\eta=1,20$ per acciai da S235 a S460, $\eta=1,00$ per tutti gli altri tipi di acciaio.

Per anime irrigidite e non la resistenza a taglio può essere assunta pari alla somma tra contributo delle flange e delle piattabande:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Dove il contributo dell'anima è pari a:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w \cdot f_{yw} \cdot h_w \cdot t}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M1}}$$

Considerando V_{Ed} il valore di taglio di progetto, la verifica è eseguita come segue:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

8.2.1 Contributo dell'anima

Il fattore χ_w che tiene conto del contributo dell'anima nella valutazione della resistenza per instabilità a taglio, può essere ottenuto mediante la tabella di seguito riportata, sia per il caso di irrigidimenti trasversali presenti solo agli appoggi, sia che siano presenti irrigidimenti trasversali intermedi.

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\bar{\lambda}_w < 0,83/\eta$	η	η
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

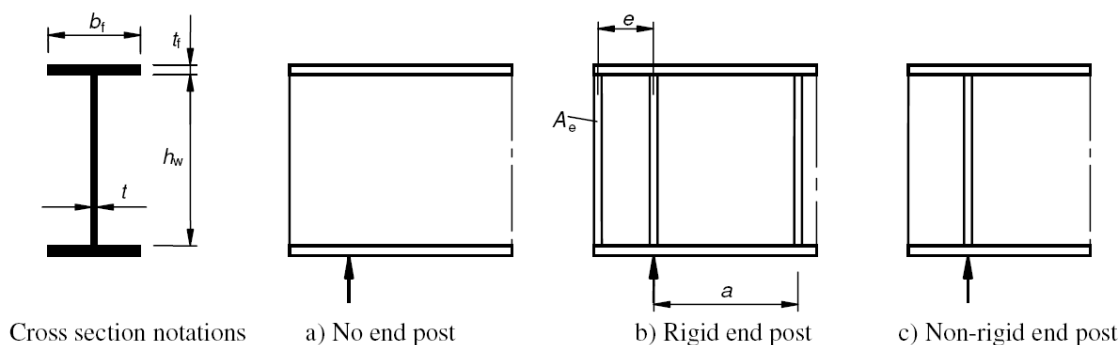


Figura 125 – Tipi di irrigidimento verticale

Dove:

$$\bar{\lambda}_w = 0,76 \cdot \sqrt{\frac{f_{yw}}{\tau_{cr}}} \quad \tau_{cr} = k_\tau \sigma_E = k_\tau \cdot \frac{\pi^2 \cdot E}{12 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{h_w}\right)^2$$

k_τ è il minimo valore del coefficiente di instabilità per taglio del pannello d'anima.

1 Rigid end post

2 Non-rigid end post

3 Range of recommended

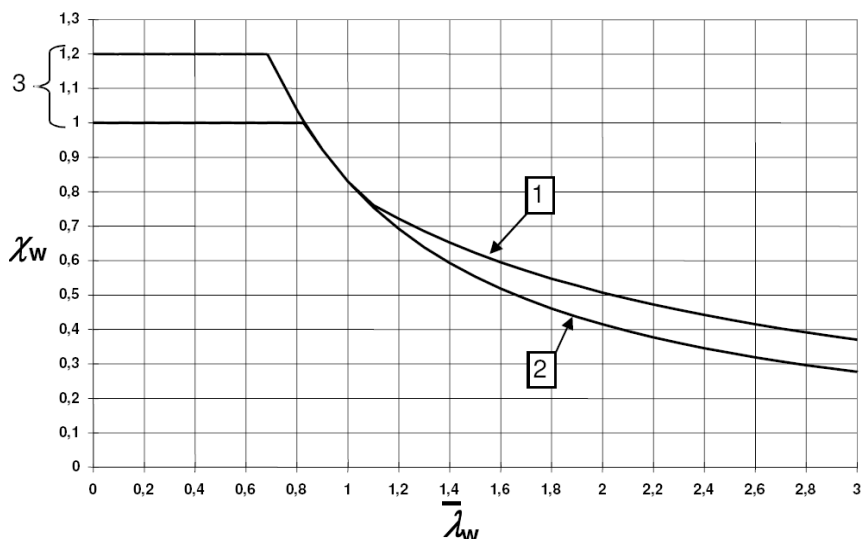
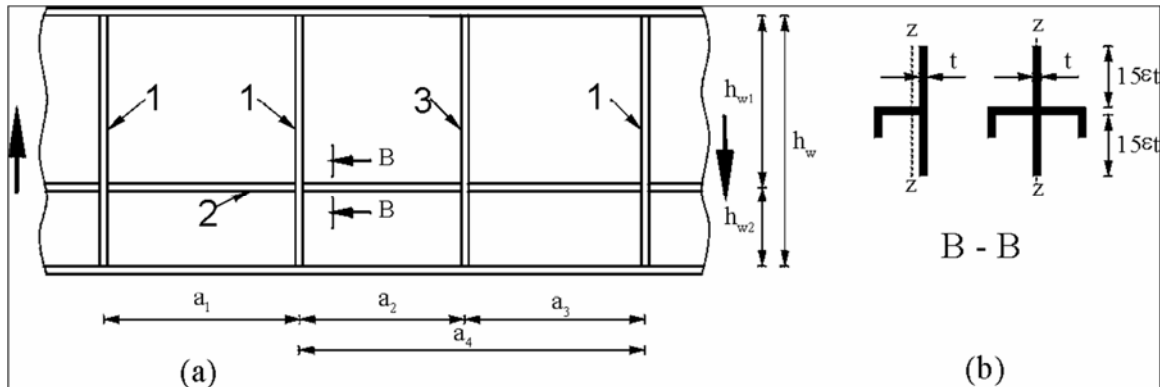


Figura 126 – Fattore χ_w

Per anime dotate di irrigidimenti longitudinali il parametro di snellezza non deve essere

$$\text{minore di: } \bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4 \cdot t \cdot \xi \cdot \sqrt{k_{ci}}}$$

Dove h_{wi} e k_{wi} sono riferiti al sottopannello avente maggiore snellezza.

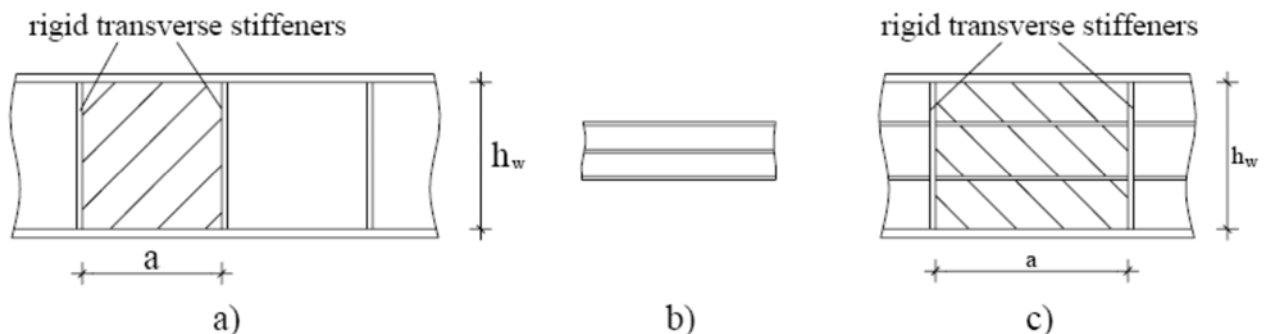
**Figura 127 – Anime con irrigidimenti trasversali e longitudinali**

- 1 Rinforzo trasversale rigido
- 2 Rinforzo longitudinale
- 3 Rinforzo trasversale non rigido

UNI EN 1993-1-5 fornisce l'espressioni per la valutazione del coefficiente $K\tau$ per i due seguenti casi:

Pannelli d'anima irrigiditi solo trasversalmente;

Pannelli d'anima irrigiditi sia longitudinalmente che trasversalmente.

**Figura 128 – Differenziazione dei pannelli d'anima per il calcolo di $k\tau$**

Pannelli d'anima irrigiditi solo trasversalmente

$$K_{\tau} = 5,34 + \frac{4,00}{\alpha^2} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 1,0$$

$$K_{\tau} = 4,00 + \frac{5,34}{\alpha^2} \quad \text{con} \quad \alpha < 1,0$$

Dove: $\alpha = a / h_w$.

Pannelli d'anima irrigiditi sia longitudinalmente che trasversalmente

Per una piastra irrigidita longitudinalmente si fa riferimento all'espressione approssimata:

$$k_{\tau} = 5,34 + 1,36 \cdot \sqrt[3]{\gamma}$$

Dove: $\gamma = \frac{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_{sl}}{h_w \cdot t^3} = 10,92 \cdot \frac{I_{sl}}{h_w \cdot t^3}$ è la rigidezza flessionale del rinforzo fuori piano.

Nel caso in cui gli irrigidimenti trasversali siano ravvicinati vengono assunte le seguenti espressioni:

$$k_{\tau} = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2} + \frac{3,45 \cdot \gamma^{3/4}}{\alpha^2} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 3$$

$$k_{\tau} = 4,10 + \frac{6,30 + 0,05 \cdot \gamma}{\alpha^2} + 1,44 \cdot \sqrt[3]{\gamma} \quad \text{con} \quad \alpha < 3$$

Poiché i pannelli d'anima irrigiditi presentano una minor resistenza post critica, I_{sl} viene ridotto ad $1/3$, quindi in accordo con le espressioni sopra riportate si ottiene:

Per piastre irrigidite trasversalmente e longitudinalmente:

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau st} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 1,0$$

$$k_{\tau} = 4,00 + 5,34 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{\tau st} \quad \text{con} \quad \alpha < 1,0$$

Dove: $k_{\tau st} = 9 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \cdot \sqrt[3]{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3}$ non inferiore a $\frac{2,1}{t} \cdot \sqrt{\frac{I_{sl}}{h_w}}$

a distanza tra gli irrigidimenti trasversali

I_{sl} momento d'inerzia della sezione rinforzata rispetto l'asse z (Figura 7.3).

Nel caso di uno o due irrigidimenti longitudinali con $\alpha < 3$, il coefficiente di instabilità per taglio può essere assunto pari a:

$$K_{\tau} = 4,1 + \frac{6,3 + 0,18 \cdot \frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}}{\alpha^2} + 2,2 \cdot \sqrt[3]{\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w}}$$

8.2.2 Contributo delle flange

Nel caso in cui $M_{ed} < M_{f,Rd}$ cioè la presenza della flangia non sia completamente utilizzata per resistere al momento flettente agente, il contributo delle flange può essere valutato come segue:

$$V_{bf,Rd} = \frac{b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yp}}{c \cdot \gamma_{M1}} \cdot \left(1 - \left(\frac{M_{Ed}}{M_{f,Rd}} \right)^2 \right)$$

Dove:

b_f , t_f sono rispettivamente larghezza e spessore della flangia avente la minor resistenza assiale (b_f non deve avere larghezza superiore a $15\xi t_f$ per ciascun lato dell'anima).

$M_{f,Rd} = \frac{M_{f,K}}{\gamma_{M0}}$ è il momento resistente della sezione trasversale considerando solamente l'area effettiva delle flange.

$$c = a \cdot \left(0,25 + \frac{1,6 \cdot b_f \cdot t_f^2 \cdot f_{yf}}{t \cdot h_w^2 \cdot f_w} \right)$$

Nel caso in cui sia presente una forza assiale N_{Ed} il valore di $M_{f,Rd}$ deve essere ridotto moltiplicando per il seguente fattore riduttivo:

$$\eta = 1 - \frac{N_{Ed}}{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}} \cdot \gamma_{M0}$$

Dove A_{f1} e A_{f2} sono le aree delle due flange.

8.3 Verifica degli irrigidimenti in campata

Le verifiche sono condotte secondo quanto affermato nella norma UNI EN 1993-1-5:2007. Si verifica che gli irrigidimenti trasversali ad esclusione di quelli di pila e spalle soddisfino la seguente disuguaglianza:

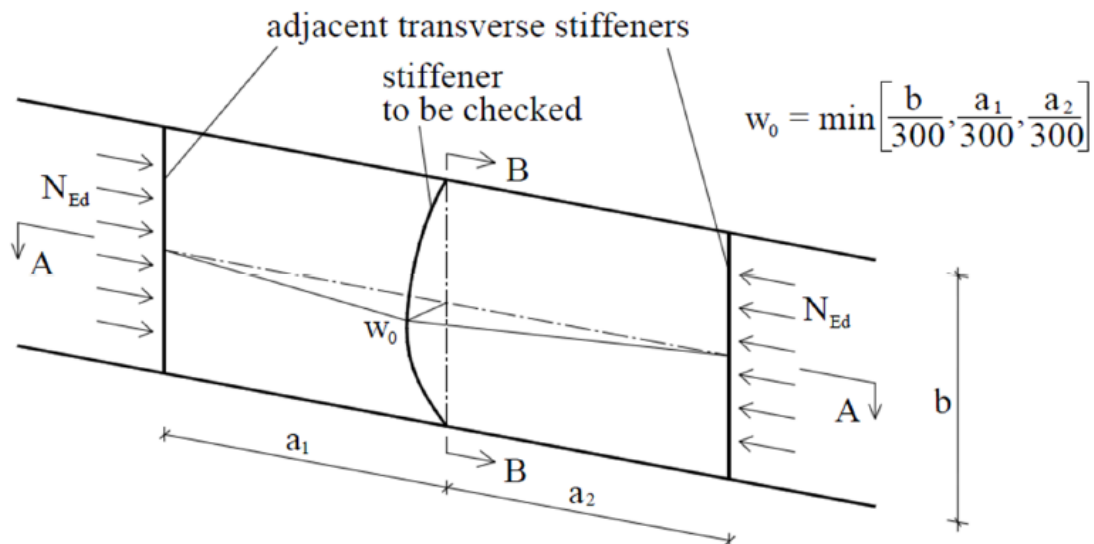
$$I_{st} \geq I_{lim} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \cdot \left(1 + \omega_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right)$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max} \cdot \gamma_{M1}}{b \cdot 300 \cdot f_y} \geq 1$$

Dove:

- I_{st} è l'inerzia flessionale dell'irrigidite trasversale del piatto verticale e della porzione di anima collaborante calcolata come visto nel paragrafo dedicato alla verifica degli irrigidimenti longitudinali;
- b è l'altezza dell'anima della trave;
- ω_0 è l'amplificazione dell'imperfezione iniziale sinusoidale;
- $\sigma_{cr,c}$ e $\sigma_{cr,p}$ sono rispettivamente la tensione critica di instabilità di colonna e di piastra dell'anima;
- N_{Ed} è la compressione longitudinale.



Al termine del presente capitolo si riportano le verifiche di stabilità a taglio delle anime delle travi principali e le verifiche di stabilità degli irrigidimenti, sia verticali che orizzontali.

8.4 Verifica degli irrigidimenti agli appoggi di pila

Si procede alla verifica degli irrigidimenti d'appoggio soggetti alla massima azione vincolare in corrispondenza delle pile.

La sezione resistente è composta dall'anima della trave in corrispondenza della PILA a da due nervature di irrigidimento realizzate con piatti come indicato nella figura seguente. Si considera collaborante una larghezza d'anima compresa tra le nervature esterne, ed una larghezza collaborante di nervatura per ogni lato pari a 12 volte lo spessore della stessa.

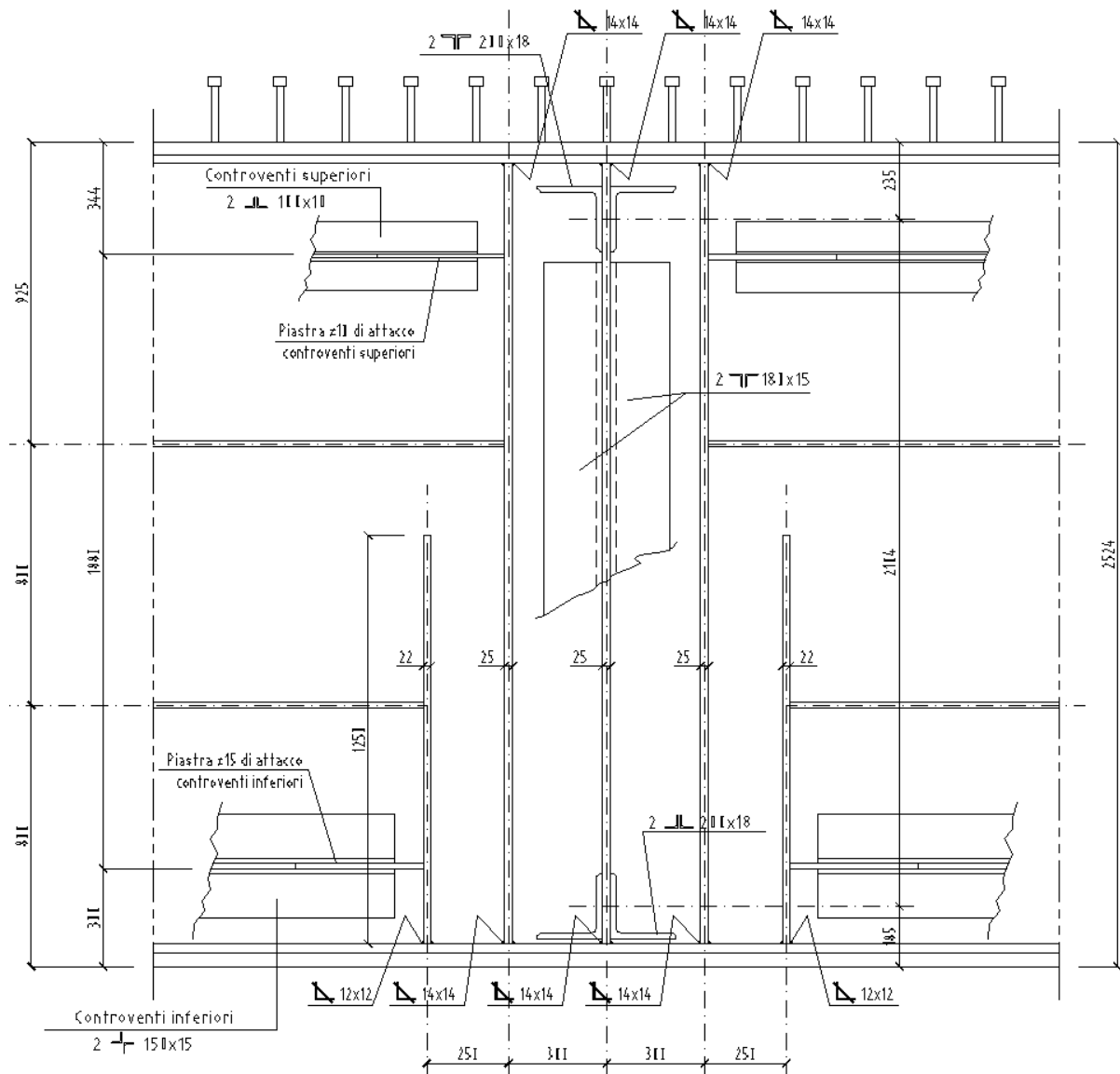
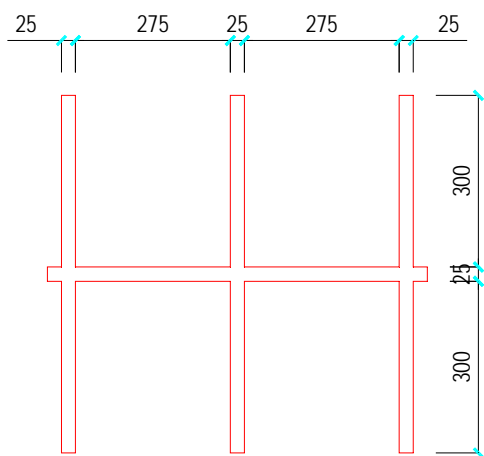


Figura 129 – Sezione irrigidimenti sugli appoggi di pila

L'azione assiale massima agente sulla nervatura è pari a: $N_{Ed} = 12.197 \text{ kN}$



Area: 61.875,00 mm²

Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:

I: 1.526.660.156,25 mm⁴ [1.00 0.00]

J: 3.343.066.406,25 mm⁴ [0.00 1.00]

L'azione resistente vale:

$$E_s = 210.000 \text{ N / mm}^2$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N / mm}^2$$

$$J_{x-x} = 1.526.660.156 \text{ mm}^4$$

$$A_{\text{lorda}} = 62.602 \text{ mm}^2$$

$$l_0 = 2.600 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0,49 \text{ (curva c)}$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

Verifica di stabilità

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot J \cdot E}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1.526.660.156 \cdot 210.000}{2.600^2} = 468.074.213 \text{ N} = 468.074 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{61.875 \cdot 355}{468.074.213}} = 0,217$$

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,217 - 0,2) + 0,217^2] = 0,528$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,528 + \sqrt{0,528^2 - 0,217^2}} = 0,99$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,99 \cdot 61.875 \cdot 355}{1,10} = 19.783.829 \text{ N} = 19.784 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{b,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{19.784}{12.197} = 1,62$$

VERIFICA SODDISFATTA

9. Analisi delle deformazioni

9.1 Contromonte

Dai tabulati dell'analisi a graticcio, e con riferimento alla modellazione riportata in precedenza, si ottengono i valori delle deformazioni, suddivise per le varie condizioni di carico. I valori sono espressi in mm con deformazioni positive verso il basso.

Deformazioni in mm	Campata 1		Campata 2		Campata 3		Campata 4	
	j 104	j 108	j 119	j 123	j 137	j 141	j 152	j 156
Peso proprio acciaio	5,4	4,7	5,1	6,1	4,9	4	5,1	5,6
Peso proprio soletta	22,6	19,8	16,9	18,7	27,7	22,7	18,6	22,7
Permanenti	5,8	5,4	6,2	6,8	8,1	6,9	5,3	5,8
Accidentali mezzi	21,9	25,6	33,1	37,5	35,1	30,4	23,4	20,1
Accidentali folla	0,8	1	1,7	1,9	1,8	1,5	0,9	0,7
Totale permanenti	33,8	29,9	28,2	31,6	40,7	33,6	29	34,1
Totale accidentali	22,7	26,6	34,8	39,4	36,9	31,9	24,3	20,8

Deformazioni in mm	Campata 1		Campata 2		Campata 3		Campata 4	
	j 204	j 208	j 219	j 223	j 237	j 241	j 252	j 256
Peso proprio acciaio	6,2	5,4	7,6	9	7,1	5,8	6,3	6,9
Peso proprio soletta	26,2	22,8	25,3	27,6	40,9	33	22,5	27,5
Permanenti	6,5	6	8,8	9,6	11,2	9,6	6,2	6,8
Accidentali mezzi	25,8	31,8	51,1	58,6	55	46,7	30,5	25,1
Accidentali folla	1,4	1,7	2,9	3,3	3,3	2,8	1,7	1,4
Totale permanenti	38,9	34,2	41,7	46,2	59,2	48,4	35	41,2
Totale accidentali	27,2	33,5	54	61,9	58,3	49,5	32,2	26,5

È prevista una contromonta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti ed una quota parte, pari al 25%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

Contromonta in mm	Campata 1		Campata 2		Campata 3		Campata 4	
	j 104	n 108	n 119	n 123	n 137	n 141	n 152	n 156
Totale trave interna	39	37	37	41	50	42	35	39
	j 204	j 208	j 219	j 223	j 237	j 241	j 252	j 256
Totale trave esterna	46	43	55	62	74	61	43	48

9.2 Deformazioni massime

Deformazioni in mm	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4
	0,4 L	Mezz.	Mezz.	0,4 L
Peso proprio acciaio	6,9	9,6	7,6	7,8
Peso proprio soletta	29,2	31	43,3	30
Permanenti	7,45	8,75	11,2	7,7
Accidentali mezzi	33,1	60	56,1	31,8
Folla	1,7	3,4	3,3	1,8

Deformazioni in mm	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4
	0,4 L	Mezz.	Mezz.	0,4 L
Totale permanenti	43,6	49,4	62,1	45,5
Totale accidentali	34,8	63,4	59,4	33,6
Totale	78,4	112,8	121,5	79,1

Deformazioni in mm	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4
	0,4 L	Mezz.	Mezz.	0,4 L
Totale permanenti	L/945	L/1027	L/816	L/905
Totale	L/525	L/450	L/417	L/520

9.3 Escursione dei giunti in fase statica

Si ipotizza una variazione termica di $\pm 60^{\circ}\text{C}$ e, considerando un fattore di sicurezza pari a 1,50 che tiene conto delle condizioni ambientali nel momento di installazione del giunto, si ottiene un'escursione pari a: $\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$

Spalle $\Delta L = 1,50 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot (42 \cdot 250 + 50 \cdot 700) \cdot \pm 60 = \pm 100 \text{ mm}$

Pile $\Delta L = 1,50 \cdot 1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 50 \cdot 700 \cdot \pm 60 = \pm 55 \text{ mm}$

10.AZIONI AGLI APPOGGI

Per la valutazione delle azioni sugli appoggi si rimanda alla già citata relazione di analisi delle sottostrutture, in cui è contenuta l'analisi statica per azioni orizzontali (vento, frenatura, attriti sbilanciati) e l'analisi sismica.

11. ALLEGATI

In allegato si riportano le verifiche svolte per ciascun concio.

12.SOLETTA

La soletta in calcestruzzo ha una larghezza variabile ed uno spessore di 33 cm. Nel senso della larghezza in zona tipica è suddivisa in 2 sbalzi laterali di luce 3,025 m e una campata centrale di luce 5,00 m, in zona di giunto si considerano sbalzi laterali di luce 2,265 m.

12.1 Carichi agenti e modellazione

Il calcolo delle sollecitazioni si effettua con riferimento ad una larghezza della sezione trasversale di 1 mt.

12.1.1 Peso proprio

Al peso proprio della soletta reagiscono i tralicci delle predalle prefabbricate in quanto la fase di getto avverrà senza l'impiego dei puntelli.

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

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

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

12.1.2 Permanenti

La sezione trasversale dell'impalcato è modellata con il codice ad elementi finiti "SAP2000" riferendosi ad una profondità unitaria.

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

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

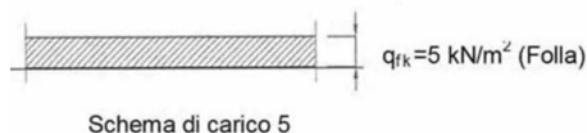
$$q_{\text{Barriera}} = 1,50 \text{ kN/m} \quad \text{guardrail}$$

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

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

12.1.3 Carichi accidentali folla

Si considerano le seguenti sezioni trasversali dell'impalcato di larghezza variabile su cui agisce il carico di seguito esplicitato:



Il D.M. 14 gennaio 2008 per i ponti di 1a categoria prevede quale carico della folla uniformemente ripartito, il valore di combinazione di 2,50 kN/mq, secondo lo schema 5 delle norme.

12.1.4 Carichi accidentali mezzi

ZONA TIPICA

Si considerano i carichi Q_{1k} e Q_{2k} previsti dal D.M. 14/01/2008 “Norme tecniche per le costruzioni”. L'impronta di carico di dimensioni variabili a seconda dello schema considerato viene diffusa a livello dell'asse della soletta superiore considerando che la soletta è alta 33 cm e che lo spessore medio della pavimentazione è di 9 cm.

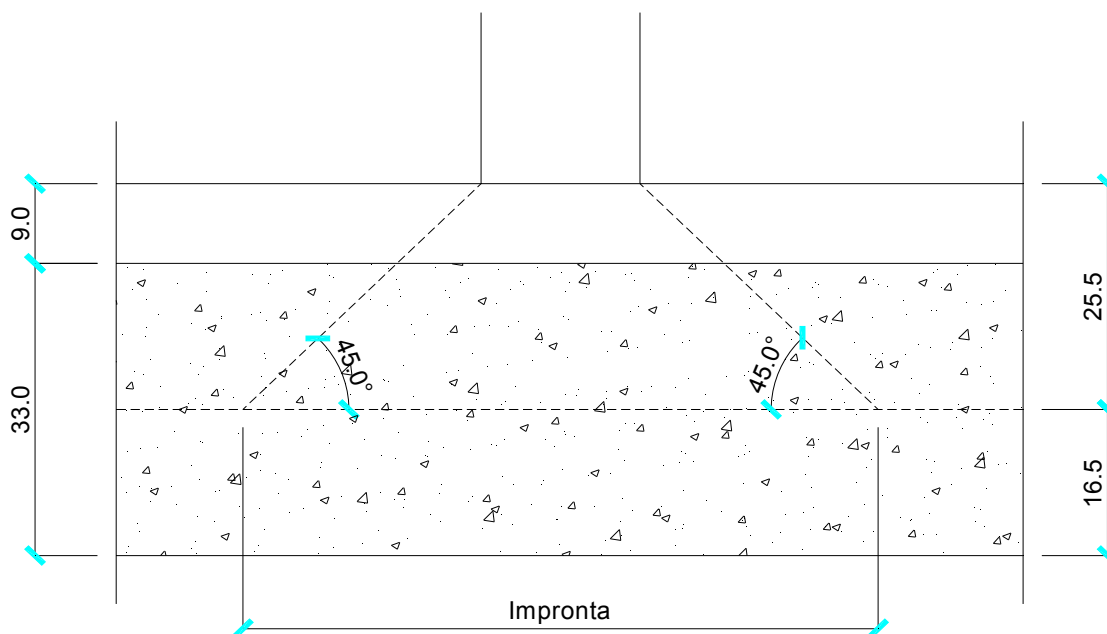


Figura 130 – Diffusione nel piano verticale

SBALZO

Per la verifica dello sbalzo si considera lo schema di carico più gravoso tra lo schema di carico 1 e lo schema di carico 2:

Schema di carico 1

Si considera il carico tandem da 150 kN con un'impronta di carico di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{0,91 + 1,20 + 2 \cdot 2,075} = 47,92 \text{ kN} = 4.792 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m larghezza impronta,
 1,20 m interasse tandem,
 2,075 m distanza asse carico / asse trave.

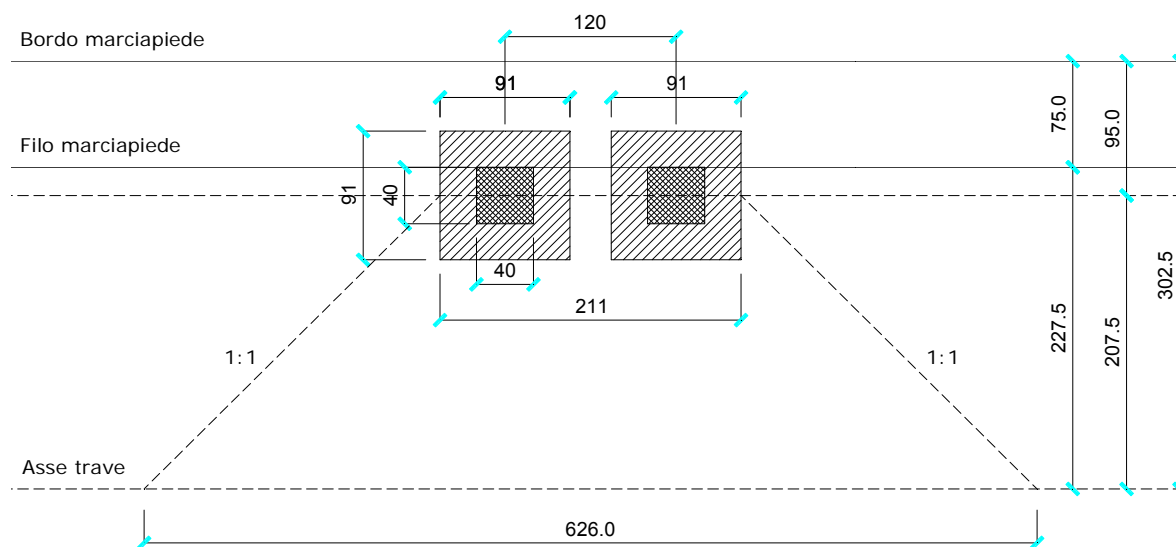


Figura 131 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 4.792 \cdot 2,075 = 9.943 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{2,075^2}{2} = 1.938 \text{ daNm}$$

Schema di carico 2

Si considera il carico da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{ak} = \frac{Q_{ak}}{l_i + l_d} = \frac{200}{0,86 + 2 \cdot 1,975} = 41,85 \text{ kN} = 4.185 \text{ daN}$$

Dove:

0,86 m larghezza impronta,
1,975 m distanza asse carico / asse trave.

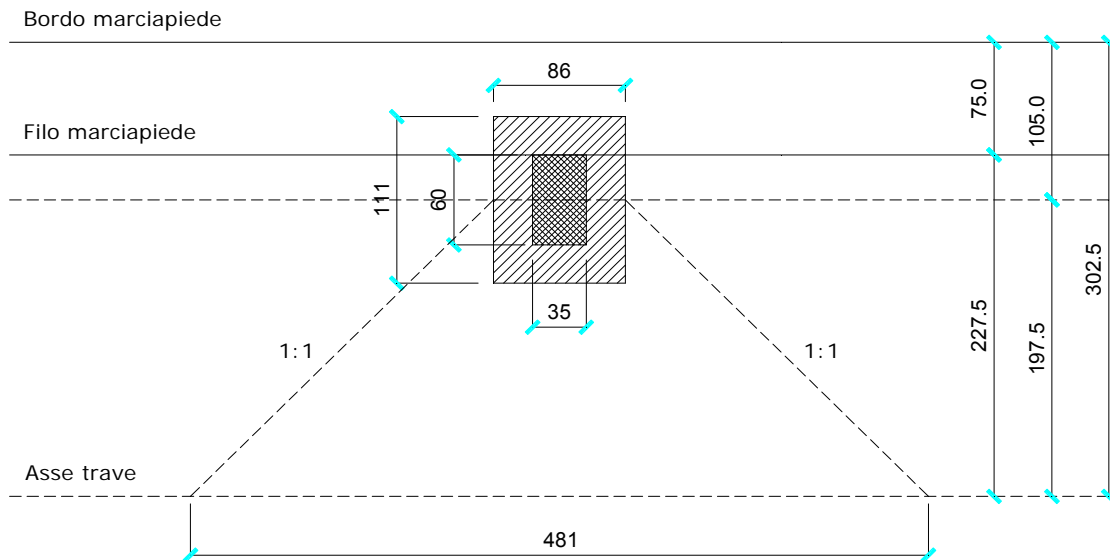


Figura 132 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo

$$M_{ak} = F_{ak} \cdot b = 4.185 \cdot 1,975 = 8.212 \text{ daNm}$$

CAMPATA

Lo schema più gravoso per la campata è lo schema di carico 1:

1a Colonna di carico:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 150}{(0,91 + 1,20) + 5,00 / 2} = 65,08 \text{ kN}$$

2a Colonna di carico:

$$F_{2k} = \frac{2 \cdot Q_{2k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 100}{(0,91 + 1,20) + 5,00 / 2} = 43,39 \text{ kN}$$

dove 0,91 m è la larghezza impronta, 1,20 m interasse tandem e 5,00 m interasse tra gli appoggi.

La schematizzazione utilizzata nella modellazione è la seguente: si tratta della somma dei carichi puntali a cui si aggiungono gli effetti del carico distribuito su una larghezza unitaria.

Vehicle name: VEH11 Units: KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	0,5		9,	65,08
Fixed Length	2,		9,	65,08
Fixed Length	0,5		9,	0,
Fixed Length	0,5		2,5	43,39
Fixed Length	2,		2,5	43,39
Fixed Length	0,5		2,5	0,

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle name: VEH22 Units: KN, m, C

Load Elevation

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	0,5		9,	65,08
Fixed Length	2,		9,	65,08
Fixed Length	0,5		9,	0,

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

ZONA DI GIUNTO

Nelle zone terminali dell'impalcato, per la presenza del giunto, diminuisce la lunghezza di diffusione dei carichi in senso longitudinale.

SBALZO

La verifica dello sbalzo per carico accidentale dei mezzi, viene eseguita solo in via precauzionale, in quanto il carico esisterebbe solo nel momento in cui sia abbattuta la barriera a causa di un incidente stradale

Per la verifica dello sbalzo si considera lo schema di carico più gravoso tra lo schema di carico 1 e lo schema di carico 2:

Schema di carico 1

Si considera il carico tandem da 150 kN con un'impronta di carico di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{3,17} = 94,64 \text{ kN} = 9.464 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m larghezza impronta,
1,20 m interasse tandem,
1,315 m distanza asse carico / asse trave.

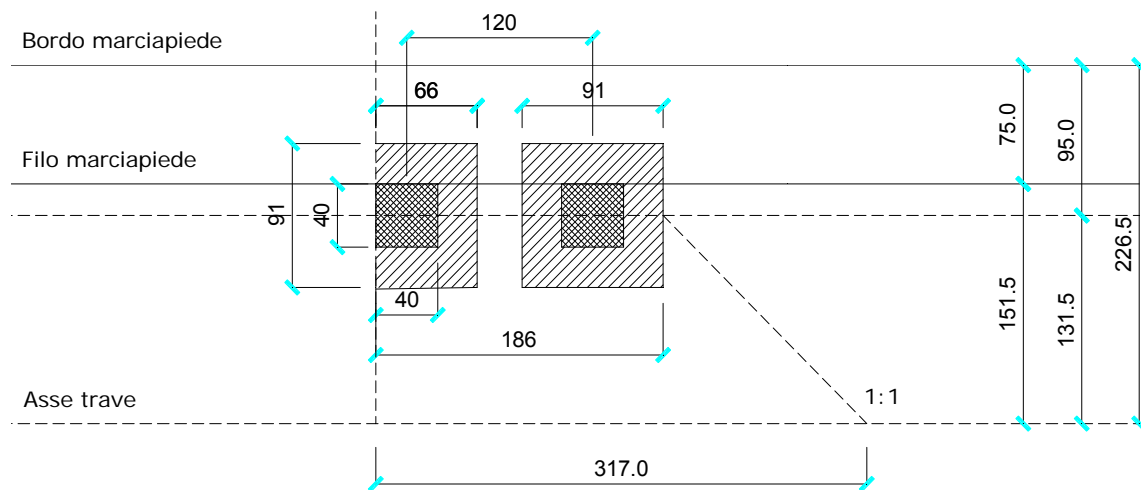


Figura 133 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 9.464 \cdot 1,315 = 12.448 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{1,315^2}{2} = 778 \text{ daNm}$$

Schema di carico 2

Si considera il carico da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{ak} = \frac{Q_{ak}}{I_i + I_d} = \frac{200}{1,82} = 109,89 \text{ kN} = 10.989 \text{ daN}$$

Dove:

0,61 m larghezza impronta,
1,215 m distanza asse carico / asse trave.

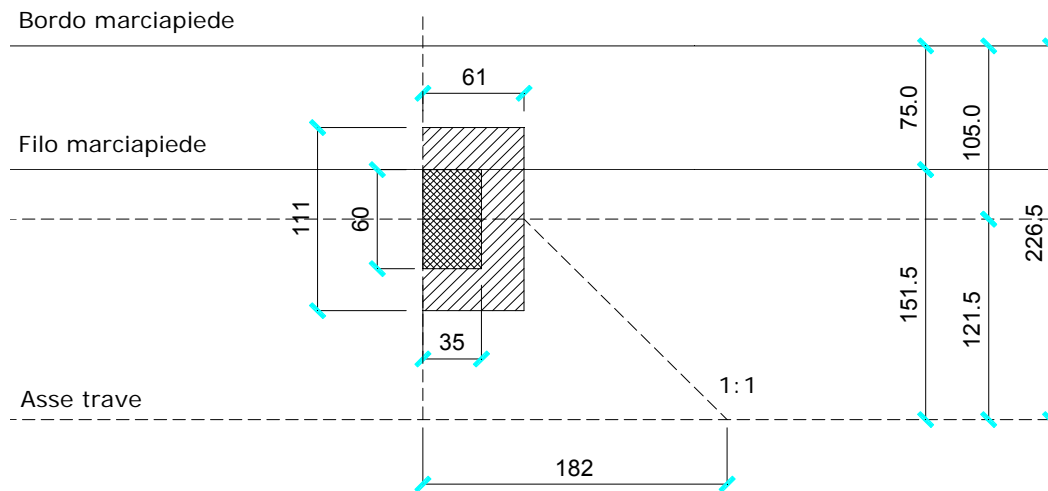


Figura 134 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo

$$M_{ak} = F_{ak} \cdot b = 10.989 \cdot 1,215 = 13.352 \text{ daNm}$$

CAMPATA

Lo schema più gravoso per la campata è lo schema di carico 1:

1a Colonna di carico:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 150}{(0,91 - 0,255 + 1,20) + 5,00 / 4} = 96,62 \text{ kN}$$

2a Colonna di carico:

$$F_{2k} = \frac{2 \cdot Q_{2k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 100}{(0,91 - 0,255 + 1,20) + 5,00 / 4} = 64,41 \text{ kN}$$

dove 0,91-0,255 m è la larghezza impronta, 1,20 m interasse tandem e 5,00 m interasse tra gli appoggi.

La schematizzazione utilizzata nella modellazione è la seguente: si tratta della somma dei carichi puntali a cui si aggiungono gli effetti del carico distribuito su una larghezza unitaria.

Vehicle name: Units:

Load Elevation:

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	0,5		9,	96,62
Fixed Length	2,		9,	96,62
Fixed Length	0,5		9,	0,
Fixed Length	0,5	2,5	2,5	64,41
Fixed Length	2,	2,5	2,5	64,41
Fixed Length	0,5	2,5	2,5	0,

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

Vehicle name: Units:

Load Elevation:

Loads

Load Length Type	Minimum Distance	Maximum Distance	Uniform Load	Axle Load
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	1,000E-03		9,	0,
Fixed Length	0,5		9,	96,62
Fixed Length	2,		9,	96,62
Fixed Length	0,5		9,	0,

Buttons: Add, Insert, Modify, Delete

Vehicle Remains Fully In Path

OK Cancel

12.1.5 Urto di veicoli in svio

ZONA TIPICA

Si considera un'azione locale dovuta all'urto di veicoli in svio, pari a 100 kN come previsto dal D.M. 14/01/2008; tale forza orizzontale trasversale è applicata a 100 cm dalla quota del piano viario su una linea lunga 50 cm e si diffonde fino a metà soletta:

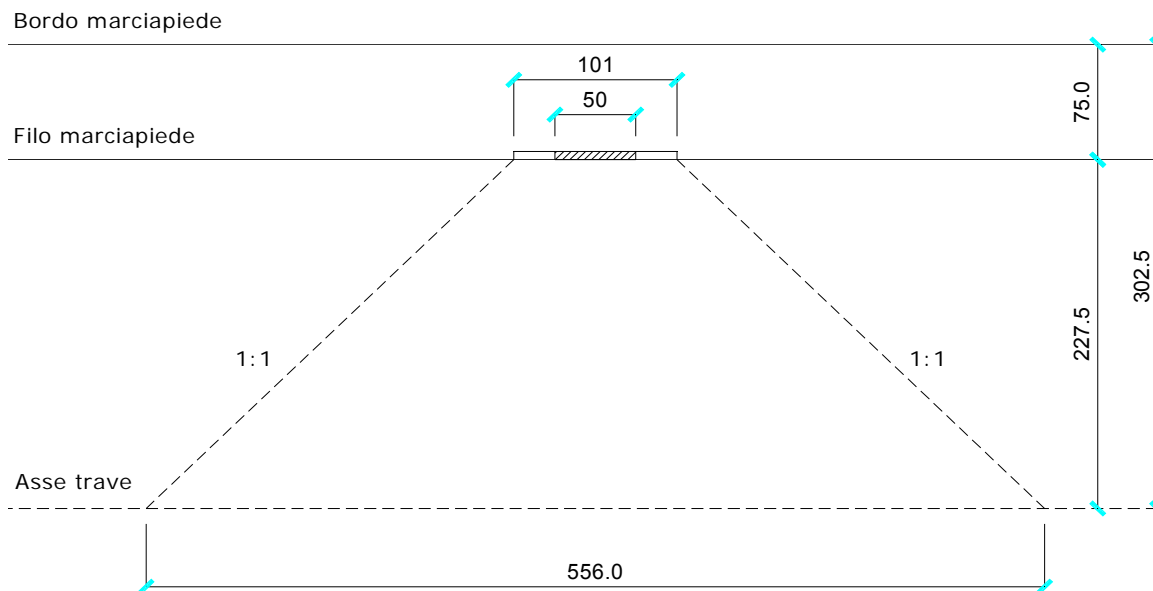


Figura 135 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio in zona tipica

$$N = 100/5,56 = 17,99 \text{ KN/m} = 1.799 \text{ daN/m}$$

$$M = 17,99 \cdot (1,00 + 0,09 + 0,33/2) = 22,58 \text{ KNm/m} = 2.258 \text{ daNm}$$

ZONA DI GIUNTO

Si considera un'azione locale dovuta all'urto di veicoli in svio, pari a 100 kN come previsto dal D.M. 14/01/2008; tale forza orizzontale trasversale è applicata a 100 cm dalla quota del piano viario su una linea lunga 50 cm e si diffonde fino a metà soletta.

Nelle zone terminali dell'impalcato, per la presenza del giunto diminuisce la lunghezza di diffusione dei carichi in senso longitudinale.

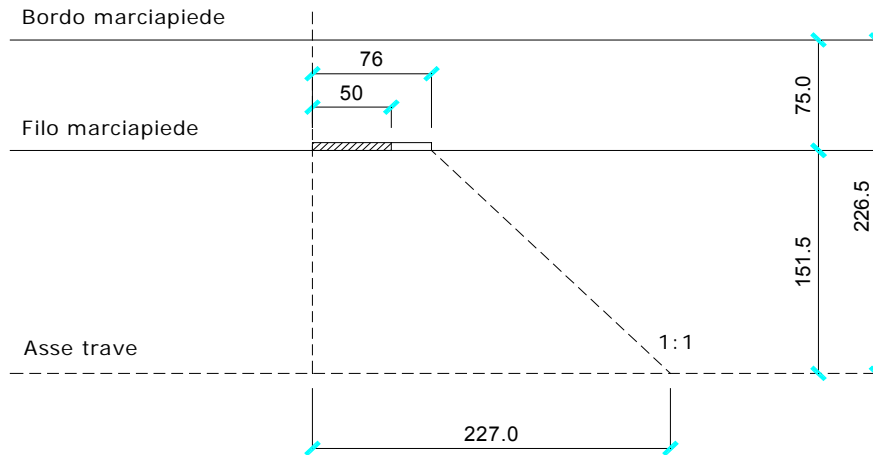


Figura 136 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio in zona di giunto

$$N = 100/2,27 = 44,05 \text{ KN/m} = 4.405 \text{ daN/m}$$

$$M = 44,05 \cdot (1,00 + 0,09 + 0,33/2) = 55,28 \text{ KNm/m} = 5.528 \text{ daNm}$$

12.2 Sollecitazioni flettenti

ZONA TIPICA

Con riferimento alla modellazione indicata, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni flettenti caratteristiche distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

Sollecitazioni flettenti - Soletta



Sollecitazioni flettenti - Permanenti



Sollecitazioni flettenti - Accidentali mezzi



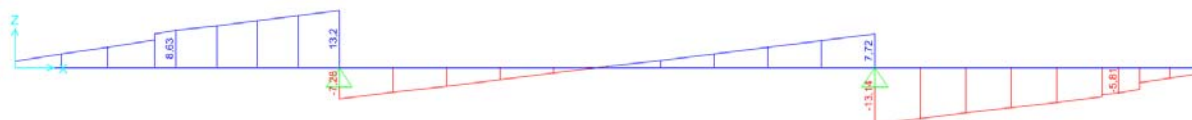
	Peso Proprio [daNm/m]	Permanenti [daNm/m]	Accid. mezzi [daNm/m]	Svio [daNm/m]
Sbalzo	-3.775	-2.453	-11.881	-2.258
Campata	1.289 (1/16)	469 (1/16)	15.235	-

Con riferimento alla modellazione indicata, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni taglianti caratteristiche distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

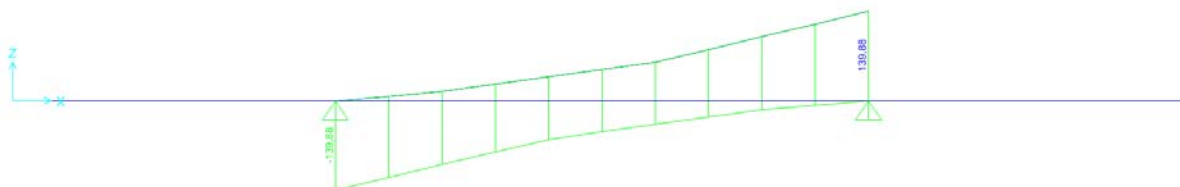
Sollecitazioni taglianti - Soletta



Sollecitazioni taglianti - Permanenti



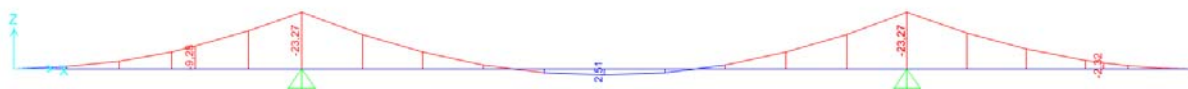
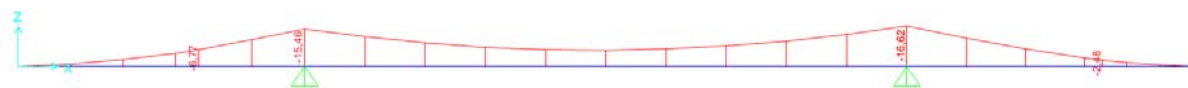
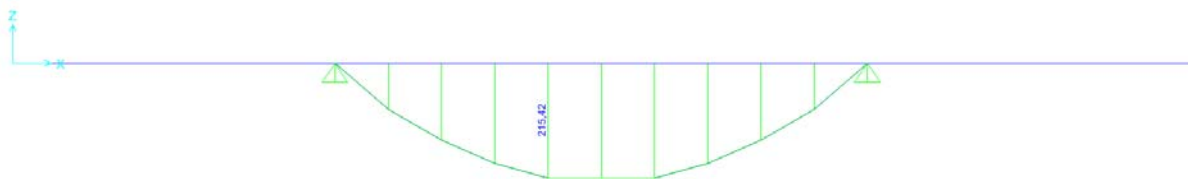
Sollecitazioni taglianti - Accidentali mezzi



	Peso Proprio [daNm/m]	Permanenti [daNm/m]	Accid. mezzi [daNm/m]	Svio [daNm/m]
Sbalzi	2.496	1.314	13.988	-

ZONA DI GIUNTO

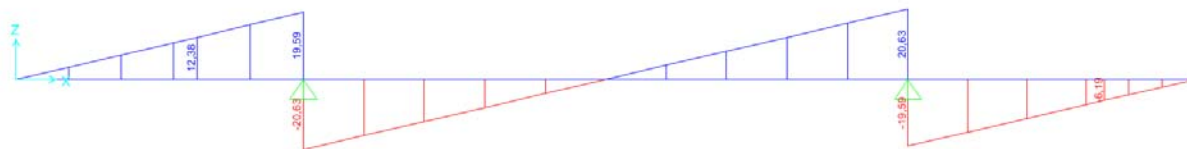
Con riferimento alla modellazione indicata, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni flettenti caratteristiche distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

Sollecitazioni flettenti - SolettaSollecitazioni flettenti - PermanentiSollecitazioni flettenti - Accidentali mezzi

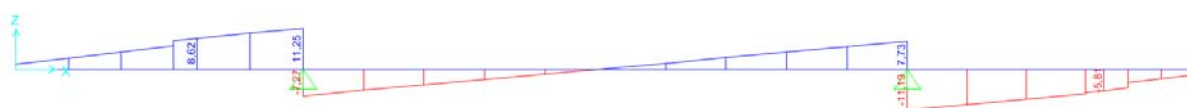
	Peso Proprio [daNm/m]	Permanenti [daNm/m]	Accid. mezzi [daNm/m]	Svio [daNm/m]
Sbalzo	-2.327	-1.662	-13.352	-5.528
Campata	1.289 (1/16)	469 (1/16)	21.542	-

Con riferimento alla modellazione indicata, nella seguente tabella sono indicate le sollecitazioni taglianti caratteristiche distinte per elemento strutturale e per condizione di carico.

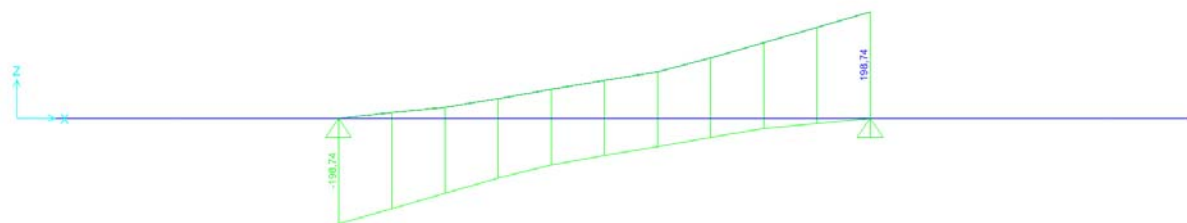
Sollecitazioni taglianti - Soletta



Sollecitazioni taglianti - Permanenti



Sollecitazioni taglianti - Accidentali mezzi



	Peso Proprio [daNm/m]	Permanenti [daNm/m]	Accid. mezzi [daNm/m]	Svio [daNm/m]
Sbalzi	2.063	1.119	19.874	-

12.3 Zona tipica, verifica SLE delle armature trasversali

12.3.1 Sbalzo

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato.

12.3.1.1 Prima Fase – Getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predalle non ancora solidarizzate al getto in opera.

peso proprio soletta:	$0,28 \cdot 2.500 = 700 \text{ daN/m/m}$	+
peso proprio predalle:	$0,05 \cdot 2.500 = 125 \text{ daN/m/m}$	+
peso operatori durante il getto	100 daN/m/m	=
peso totale:	$= 925 \text{ daN/m/m}$	

$$M = -925 \cdot \frac{3,025^2}{2} = -4.232,16 \text{ daNm/m} = 1.692,87 \text{ daNm/40"}$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 22) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{162.870}{22,5} \cdot \frac{1}{3,80} = 1.905 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 18) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{162.870}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 2,54} = 1.425 \text{ daN/cm}^2$$

Verifica di stabilità dei ferri inferiori compressi:

$$\text{Momento di inerzia} \quad J = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 9,00^4 = 5.153 \text{ mm}^4$$

$$\text{Carico critico euleriano:} \quad N_{\text{cr.}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 5.153}{200^2} = 267.005 \text{ N}$$

$$\text{Snellezza adimensionale} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr.}}}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot \frac{18^2}{4} \cdot 450}{267.005}} = 0,654$$

$$\text{Fattore} \quad \phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,654 - 0,2) + 0,654^2 \right] = 0,825$$

$$\text{Coefficiente di riduzione} \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,825 + \sqrt{0,825^2 - 0,654^2}} = 0,753$$

$$\text{Azione risultante:} \quad N_{\text{Ed}} = \gamma_{G1} \cdot \frac{M_{\text{Ed}}}{b} = 1,35 \cdot \frac{162.870}{22,5} \cdot 10 = 97.722 \text{ N}$$

$$\text{Azione resistente:} \quad N_{\text{Rd}} = \chi \cdot \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,753 \cdot \frac{450 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{18^2}{4}}{1,10} = 156.790 \text{ N}$$

$$\text{Indice di resistenza:} \quad I_R = \frac{N_{\text{Rd}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{156.790}{97.722} = 1,60$$

12.3.1.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{perm.} + M_{Acc. mezz} = -2.453 - 11.881 = -14.334 \text{ daNm} / m = -5.733,60 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20 + ϕ 20/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 20/20
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.353 \text{ daN/cm}^2$
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.259 \text{ daN/cm}^2$
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -156,3 \text{ daN/cm}^2$
Traliccio inf.	$\sigma_s = -864 \text{ daN/cm}^2$

Titolo: _____

N° figure elementari: Zoom

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,80	7
3	6,28	22
4	5,09	29,5

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} -57,336 kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Materiali

B450C C32/40

ϵ_{cu} ‰ 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} ‰

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

12.3.1.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, sup.} = 1.905 + 1.259 = 3.164 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, inf.} = -1.425 - 864 = -2.289 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

12.3.1.4 Comb. Rara

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc.mezzi} = -3.775 - 2.453 - 11.881 = -18.109 \text{ daNm} / \text{m} = -7.243,60 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20 + ϕ 20/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 20/20
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.710 \text{ daN/cm}^2$
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.591 \text{ daN/cm}^2$
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -197,5 \text{ daN/cm}^2$
Traliccio inf.	$\sigma_s = -1.091 \text{ daN/cm}^2$

TENSIONI CLS $\sigma_c = -100,60 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,80	7
3	6,28	22
4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="-72,436"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

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

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

Materiali

B450C		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="18,81"/>
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"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

Verifica N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

$$\begin{array}{ll} \text{Cls} & \sigma_c = 100,60 \text{ daN/cm}^2 < -0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2 \\ \text{Ferro} & \sigma_s = 1.710 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2 \end{array}$$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.3.1.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$\begin{aligned} M &= M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,l} \cdot M_{Acc.mezzi} = -3.775 - 2.453 - 0,75 \cdot 11.881 = -15.139 \text{ daNm / m} \\ &= -6.055,50 \text{ daNm / 0,40 m} \end{aligned}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20 + ϕ 20/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 20/20
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.429 \text{ daN/cm}^2$
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.330 \text{ daN/cm}^2$
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -165,1 \text{ daN/cm}^2$
Traliccio inf.	$\sigma_s = -912,5 \text{ daN/cm}^2$

$$\text{TENSIONI CLS} \quad \sigma_c = -84,08 \text{ daN/cm}^2$$

Titolo :

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,80	7
3	6,28	22
4	5,09	29,5

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

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

Materiali
 B450C C32/40
 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

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,08 \text{ mm} < w_l = 0,30 \text{ mm}$ secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.3.1.6 Comb. Quasi permanente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \Psi_{2,1} \cdot M_{Acc. mezz} = -3.775 - 2.453 = -6.228 \text{ daNm} / \text{m} = -2.491,20 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20 + ϕ 20/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 20/20
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 588$	daN/cm²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 547$	daN/cm²
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -67,91$	daN/cm²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -375,4$	daN/cm²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -34,59 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,80	7
3	6,28	22
4	5,09	29,5

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

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

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} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

$$\text{Cls } \sigma_c = 34,59 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{VERIFICHE FESSURE } w_k = 0,02 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm} \text{ secondo } \$ 4.1.2.2.4.1 \text{ NTC 2008}$$

12.3.2 Campata

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni della campata maggiormente sollecitata.

12.3.2.1 Prima Fase – Getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predalle non ancora solidarizzate al getto in opera.

peso proprio soletta:	$0,28 \cdot 2.500 = 700$ daN / m / m	+
peso proprio predalle:	$0,05 \cdot 2.500 = 125$ daN / m / m	+
peso operatori durante il getto	100 daN / m / m	=
peso totale:	= 925 daN / m / m	

$$M = 925 \cdot \frac{5,00^2}{8} = 2.890,63 \text{ daNm / m} = 1.156,25 \text{ daNm / } 40''$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 22) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{3,80} = 1.352 \text{ daN / cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 18) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 2,54} = 1.012 \text{ daN / cm}^2$$

Verifica di stabilità dei ferri superiori compressi:

$$\text{Momento di inerzia} \quad J = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 11,00^4 = 11.499 \text{ mm}^4$$

$$\text{Carico critico euleriano:} \quad N_{\text{cr.}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 11.499}{200^2} = 595.826 \text{ N}$$

$$\text{Snellezza adimensionale} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr.}}}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot \frac{22^2}{4} \cdot 450}{595.826}} = 0,536$$

$$\text{Fattore} \quad \phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,536 - 0,2) + 0,536^2 \right] = 0,726$$

$$\text{Coefficiente di riduzione} \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,726 + \sqrt{0,726^2 - 0,536^2}} = 0,826$$

$$\text{Azione risultante:} \quad N_{\text{Ed}} = \gamma_{G1} \cdot \frac{M_{\text{Ed}}}{b} = 1,35 \cdot \frac{115.625}{22,5} \cdot 10 = 69.375 \text{ N}$$

$$\text{Azione resistente:} \quad N_{\text{Rd}} = \chi \cdot \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,826 \cdot \frac{450 \cdot \pi \cdot \frac{22^2}{4}}{1,10} = 128.450 \text{ N}$$

$$\text{Indice di resistenza:} \quad I_R = \frac{N_{\text{Rd}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{128.450}{69.375} = 1,85$$

12.3.2.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{perm.} + M_{Acc. mezzi} = 469 + 15 \cdot 235 = 15.704 \text{ daNm} / m = 6.281,60 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 703$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 578,1$	daN/cm ²
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -1.296$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -2.233$	daN/cm ²

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	15,21	22
4	5,09	29,5

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

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

Materiali
 B450C C32/40

ϵ_{su} <input type="text" value="67,5"/> ‰	ϵ_{c2} <input type="text" value="2"/> ‰	σ_c <input type="text" value="-9,685"/> N/mm ²
f_{yd} <input type="text" value="391,3"/> N/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰	σ_s <input type="text" value="223,3"/> N/mm ²
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	f_{cd} <input type="text" value="18,81"/> ‰	ϵ_s <input type="text" value="1,117"/> ‰
E_s/E_c <input type="text" value="15"/>	f_{cc}/f_{cd} <input type="text" value="0,8"/> ?	d <input type="text" value="29,5"/> cm
ϵ_{syd} <input type="text" value="1,957"/> ‰	$\sigma_{c,adm}$ <input type="text" value="12,25"/>	x <input type="text" value="11,63"/> x/d <input type="text" value="0,3941"/>
$\sigma_{s,adm}$ <input type="text" value="255"/> N/mm ²	τ_{co} <input type="text" value="0,7333"/>	δ <input type="text" value="0,9327"/>
	τ_{c1} <input type="text" value="2,114"/>	

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

12.3.2.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, sup.} = -578 - 1.352 = -1.930 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s,inf} = 2.233 + 1.012 = 3.245 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

12.3.2.4 Comb. Rara

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc.mezzi} = 1.289 + 469 + 15.235 = 16.993 \text{ daNm} / m = 6.797,20 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 760,7$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 622,5$	daN/cm ²
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -1.402$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -2.416$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -104,80 \text{ daN/cm}^2$

Titolo: _____

N° figure elementari: Zoom

N° strati barre: Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	15,21	22
4	5,09	29,5

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd} kNm

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

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} ‰

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

Cls	$\sigma_c = 104,80 \text{ daN/cm}^2$	<	$- 0,60 \cdot f_{ck} = - 199,20 \text{ daN/cm}^2$
Ferro	$\sigma_s = 2.416 \text{ daN/cm}^2$	<	$0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.3.2.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 469 + 0,75 \cdot 15.235 = 13.184 \text{ daNm} / m = 5.273,70 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 590,2 \text{ daN/cm}^2$
Traliccio sup.	$\sigma_s = 485,3 \text{ daN/cm}^2$
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -1088 \text{ daN/cm}^2$
Traliccio inf.	$\sigma_s = -1.875 \text{ daN/cm}^2$

TENSIONI CLS $\sigma_c = -81,31 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	15,21	22
4	5,09	29,5

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

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

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} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,10 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$ secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.3.2.6 Comb. Quasi permanente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 469 = 1.758 \text{ daNm / m} = 703,20 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 78,7$	daN/cm²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 64,71$	daN/cm²
Ferri sopra la pedalle	$\sigma_s = -145,1$	daN/cm²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -250$	daN/cm²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -10,84 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	15,21	22
4	5,09	29,5

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

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

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}	18,81
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

Cls $\sigma_c = 10,84 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,00 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm}$ secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

12.4 Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali

12.4.1 Sbalzo

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20 + ϕ 20/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 20/20
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

COMBINAZIONE SLU

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -1,35 \cdot 3.775 - 1,50 \cdot 2.453 - 1,35 \cdot 11.881 = -24.815,10 \text{ daNm} / \text{m} = -9.926,04 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	15,33	6
			2	3,8	7
			3	6,28	22
			4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -99,26 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Materiali
 B450C C32/40
 ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 12,25
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -174,6 kN m
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 ‰
 ε_s 6,088 ‰
 d 27 cm
 x 9,856 x/d 0,365
 δ 0,8963

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = -17.460,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 1,76$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc.mezzi} + M_{svio} = -3.775 - 2.453 - 11.881 - 2.258 = -20.367,00 \text{ daNm / m} = -8.146,80 \text{ daNm / 0,40 m}$$

L'azione assiale agente dovuta allo svio è pari a:

$$N = N_{svio} = 1.799 \text{ daNm / m} = 719,60 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Titolo : _____

N* figure elementari Zoom N* strati barre Zoom

N*	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N*	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,8	7
3	6,28	22
4	5,09	29,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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} ‰ σ_{c,adm} ‰
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
τ_{c1} ‰

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

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello

Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = -20.920,00 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 2,57$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.4.2 Campata

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni della campata maggiormente sollecitata. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1,35 \cdot 1.289 + 1,50 \cdot 469 + 1,35 \cdot 15.235 = 23.010,90 \text{ daNm} / \text{m} = 9.204,36 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	15,21	22
4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ cm Col. modello

Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = 15.400,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 1,67$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.5 Zona di giunto, verifica SLE delle armature trasversali

12.5.1 Sbalzo

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato.

12.5.1.1 Prima Fase – Getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predalle non ancora solidarizzate al getto in opera.

peso proprio soletta:	$0,28 \cdot 2.500 = 700$ daN / m / m	+
peso proprio predalle:	$0,05 \cdot 2.500 = 125$ daN / m / m	+
peso operatori durante il getto	100 daN / m / m	=
peso totale:	= 925 daN / m / m	

$$M = -925 \cdot \frac{2,265^2}{2} = -2.372,73 \text{ daNm / m} = 949,09 \text{ daNm / 40"}$$

$$\sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{94.909}{22,5} \cdot \frac{1}{3,80} = 1.110 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{94.909}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 2,54} = 830 \text{ daN/cm}^2$$

12.5.1.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{\text{perm.}} + M_{\text{Acc. mezzi}} = -1.662 - 13.352 = -15.014 \text{ daNm / m} = -6.005,60 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20 + ϕ 20/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 22/20
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.420$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.321$	daN/cm ²
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -160,3$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -901,1$	daN/cm ²

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,8	7
3	7,6	22
4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N _{Ed}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M _{xEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="-60,056"/> kNm
M _{yEd}	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

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

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

Materiali
 B450C 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="18,81"/> N/mm²
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"/> ‰	σ _{c,adm}	<input type="text" value="12,25"/> N/mm²
σ _{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"/>

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

12.5.1.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, sup.} = 1.110 + 1.321 = 2.431 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, inf.} = -830 - 901 = -1.731 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

12.5.1.4 Comb. Rara

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. mezzi} = -2.327 - 1.662 - 13.352 = -17.341 \text{ daNm} / m = -6.936,40 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	φ 24/20 + φ 20/20
	Traliccio sup.	φ 22/40
	Ferri inf.	φ 22/20
	Traliccio inf.	φ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	σ _s = 1.640 daN/cm ²
Traliccio sup.	σ _s = 1.526 daN/cm ²

Ferri sopra la predalle $\sigma_s = -185,2 \text{ daN/cm}^2$
 Traliccio inf. $\sigma_s = -1.041 \text{ daN/cm}^2$

TENSIONI CLS $\sigma_c = -96,0 \text{ daN/cm}^2$

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,8	7
3	7,6	22
4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} -69,364 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

Materiali
 B450C 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} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -9,6 N/mm²
 σ_s 164 N/mm²
 ϵ_s 0,8201 ‰
 d 27 cm
 x 12,62 w/d 0,4675
 δ 1

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

Cls $\sigma_c = 96,00 \text{ daN/cm}^2 < -0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$
 Ferro $\sigma_s = 1.640 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.5.1.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + +\psi_{1,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -2.327 - 1.662 - 0,75 \cdot 13.352 = -14.003 \text{ daNm / m} = -5.601,20 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE base (cm) 40
 altezza (cm) 33
 CONDIZIONI AMBIENTALI Aggressive (XC4 – XF2)
 ARMATURA Ferri sup. ϕ 24/20 + ϕ 20/20
 Traliccio sup. ϕ 22/40

Ferri inf. ϕ 22/20
 Traliccio inf. ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup. $\sigma_s = 1.324$ daN/cm²
 Traliccio sup. $\sigma_s = 1.232$ daN/cm²
 Ferri sopra la predalle $\sigma_s = -149,8$ daN/cm²
 Traliccio inf. $\sigma_s = -840,4$ daN/cm²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -77,52$ daN/cm²

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,8	7
3	7,6	22
4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} -56,012 kNm
 M_{yEd} 0

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

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} 18,81 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

σ_c -7,752 N/mm²
 σ_s 132,4 N/mm²
 ϵ_s 0,6622 ‰
 d 27 cm
 x 12,62 x/d 0,4675
 δ 1

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,08$ mm < $w_l = 0,30$ mm secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.5.1.6 Comb. Quasi permanente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = -2.327 - 1.662 = -3.989 \text{ daNm} / m = -1.595,60 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE base (cm) 40
 altezza (cm) 33

CONDIZIONI AMBIENTALI Aggressive (XC4 – XF2)

ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20 + ϕ 20/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 22/20
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 377,4$ daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 351,1$ daN/cm ²
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -42,61$ daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -239,5$ daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -22,09$ daN/cm²

Titolo :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,8	7
3	7,6	22
4	5,09	29,5

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

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

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} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:
 Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

Cls $\sigma_c = 22,09$ daN/cm² $< -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40$ daN/cm²

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,01$ mm $< w_1 = 0,20$ mm secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

12.5.2 Campata

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni della campata maggiormente sollecitata.

12.5.2.1 Prima Fase – Getto del calcestruzzo

In questa fase si considera la struttura costituita dalle sole predelle non ancora solidarizzate al getto in opera.

peso proprio soletta:	$0,28 \cdot 2.500 = 700$ daN / m / m	+
peso proprio predalle:	$0,05 \cdot 2.500 = 125$ daN / m / m	+
peso operatori durante il getto	100 daN / m / m	=
peso totale:	= 925 daN / m / m	

$$M = 925 \cdot \frac{5,00^2}{8} = 2.890,63 \text{ daNm / m} = 1.156,25 \text{ daNm / } 40''$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 22) \quad \sigma'_{\text{sup.fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{3,80} = 1.352 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 18) \quad \sigma'_{\text{inf.fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 1.012 \text{ daN/cm}^2$$

senza considerare il peso degli operatori durante il getto $\sigma'_{\text{inf.fe}} = 902 \text{ daN / cm}^2$

12.5.2.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{\text{p.p.}} + M_{\text{perm.}} + M_{\text{Acc. mezzi}} = 469 + 21.542 = 22.011 \text{ daNm / m} = 8.804,40 \text{ daNm / } 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 26/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 26/10
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.019$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 861,9$	daN/cm ²
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -1.487$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -2.662$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -130,60 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	21,24	22
4	5,09	29,5

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

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

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}	18,81 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

σ_c -13,06 N/mm²
 σ_s 266,2 N/mm²
 ϵ_s 1,331 ‰
 d 29,5 cm
 x 12,5 x/d 0,4238
 δ 0,9698

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

12.5.2.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, sup.} = -862 - 1.352 = -2.214 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, inf.} = 2.662 + 902 = 3.564 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

12.5.2.4 Comb. RARA

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 469 + 21.542 = 23.300 \text{ daNm} / m = 9.320,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 26/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 26/10
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.078$	daN/cm²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 912,5$	daN/cm²

Ferri sopra la predalle $\sigma_s = -1.574 \text{ daN/cm}^2$
 Traliccio inf. $\sigma_s = -2.818 \text{ daN/cm}^2$

TENSIONI CLS $\sigma_c = -130,82 \text{ daN/cm}^2$

Titolo: _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	21,24	22
4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} 93,2 kNm
 M_{yEd} 0

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

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

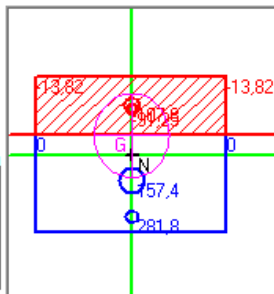
Materiali
 B450C C32/40

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} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso



VERIFICHE TENSIONALI

Cls $\sigma_c = 130,82 \text{ daN/cm}^2 < -0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$
 Ferro $\sigma_s = 2.818 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.5.2.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1.289 + 469 + 0,75 \cdot 21.542 = 17.915 \text{ daNm} / m = 7.165,80 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE base (cm) 40
 altezza (cm) 33
 CONDIZIONI AMBIENTALI Aggressive (XC4 – XF2)
 ARMATURA Ferri sup. ϕ 26/20

Traliccio sup. ϕ 22/40
 Ferri inf. ϕ 26/10
 Traliccio inf. ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup. $\sigma_s = 829$ daN/cm²
 Traliccio sup. $\sigma_s = 701,6$ daN/cm²
 Ferri sopra la predalle $\sigma_s = -1.211$ daN/cm²
 Traliccio inf. $\sigma_s = -2.167$ daN/cm²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -106,30$ daN/cm²

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	21,24	22
4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

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

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} ‰

σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,08$ mm < $w_2 = 0,30$ mm secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.5.2.6 Comb. Quasi permanente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 469 = 1.758 \text{ daNm / m} = 703,20 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE base (cm) 40
 altezza (cm) 33

CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 26/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 26/10
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 81,35$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 68,85$	daN/cm ²
Ferri sopra la predalle	$\sigma_s = -118,8$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -212,6$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -10,43$ daN/cm²

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	21,24	22
4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 7,032 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

σ_c -1,043 N/mm²
 σ_s 21,26 N/mm²
 ϵ_s 0,1063 ‰
 d 29,5 cm
 x 12,5 x/d 0,4238
 δ 0,9698

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

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

Cls $\sigma_c = -10,43$ daN/cm² < $-0,45 \cdot f_{ck} = -149,40$ daN/cm²

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,00$ mm < $w_1 = 0,20$ mm secondo § 4.1.2.2.4.1 NTC 2008

12.6 Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali

12.6.1 Sbalzo

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20 + ϕ 20/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 22/20
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

COMBINAZIONE SLU

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -1,35 \cdot 2.327 - 1,50 \cdot 1.662 - 1,35 \cdot 13.352 = -23.659,65 \text{ daNm / m} = -9.463,86 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,8	7
3	7,6	22
4	5,09	29,5

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

Metodo di calcolo
 Retta Deviata

Tipo flessione
 Retta Deviata

Calcoli
 M_{xRd} -174,8 kN m
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 6,003 ‰
 d 27 cm
 x 9,945 x/d 0,3683
 δ 0,9004

Parametri
 N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o 0 cm Col. modello
 Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = -17.480,00 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 1,85$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc.mezzi} + M_{svio} = -2.327 - 1.662 - 13.352 - 5.528 = -22.869,00 \text{ daNm / m} = -9.147,60 \text{ daNm / 0,40 m}$$

L'azione assiale agente dovuta allo svio è pari a:

$$N = N_{svio} = 4.405 \text{ daNm / m} = 1.762,00 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,33	6
2	3,8	7
3	7,6	22
4	5,09	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N Ed **M** xEd **M** yEd

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

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
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ cm **Col. modello**

Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = -20.910,00 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 2,29$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.6.2 Campata

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni della campata maggiormente sollecitata. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1,35 \cdot 1.289 + 1,50 \cdot 469 + 1,35 \cdot 21.542 = 31.525,35 \text{ daNm / m} = 12.610,14 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 26/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 26/10
	Traliccio inf.	ϕ 18/20

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	3,8	7
3	21,24	22
4	5,09	29,5

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

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} 18,81
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
 M_{xRd} 188,8 kN m
 σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 6,083 ‰
 d 29,5 cm
 x 10,77 x/d 0,3652
 δ 0,8966

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L_0 cm **Col. modello**

Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = 18.880,00 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 1,50$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.