

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

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

**OPERE D'ARTE
OPERE D'ARTE MAGGIORI
ALLARGAMENTO VIADOTTO CLAREA - DISCESA**

Indice	Date/ Data	Modifications / Modifiche	Etabri par / Concepito da	Vérifié par / Controllato da	Autorisé par / Autorizzato da
0	30/04/2017	Première diffusion / Prima emissione	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
A	30/09/2017	Révision suite aux commentaires TELT/ Revisione a seguito commenti TELT	C.BELTRAMI (-)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	F.D'AMBRA (MUSINET ENG.)
B	02/03/2018	Approfondimento progettuale	P.LESCE (MUSINET ENG.)	L.BARBERIS (MUSINET ENG.)	P.D'ALOISIO (MUSINET ENG.)
C	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	6
Cat.Lav. Cat.Trav.	Lotto/Lot		Contratto/Contrat			Opera/Oeuvre			Tratto Tronçon	Parte Partie					

E	C	L	O	C	0	7	0	0	C
Fase Phase	Tipo documento Type de document		Oggetto Object		Numero documento Numéro de document		Indice Index		

**INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE/
/INTEGRATION SPECIALISTE**



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

Empty box for technical details or drawings.

SCALA / ÉCHELLE
-

I PROGETTISTI/LES DESIGNERS



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

L'APPALTATORE/L'ENTREPRENEUR

Empty box for contractor details.

IL DIRETTORE DEI LAVORI/LE MAÎTRE D'ŒUVRE

Empty box for project manager details.

SOMMAIRE / INDICE

1. INTRODUZIONE	11
1.1 Impalcato in acciaio	11
1.2 Criteri di calcolo	12
2. NORMATIVE E RIFERIMENTI	13
2.1 Normative e standard	13
2.2 Riferimenti bibliografici	14
2.3 Classe di esecuzione	15
2.3.1 Scelta della classe di esecuzione	15
2.3.2 Classe di rischio connessa all'utilizzo della struttura (categorie di servizio)	16
2.3.3 Determinazione della classe di esecuzione	17
2.4 Grado di preparazione.....	18
3. MATERIALI	19
3.1 Acciaio	19
3.1.1 Acciaio per armatura convenzionale di strutture in c.a.....	19
3.1.2 Acciaio per la carpenteria metallica dell'impalcato.....	19
3.1.3 Acciaio per pioli.....	20
3.1.4 Unioni saldate	20
3.1.5 Unioni bullonate.....	20
3.2 Calcestruzzi per opere d'arte strutturali.....	21
3.2.1 Premessa	21
3.2.2 Calcestruzzo per magrone.....	21
3.2.3 Calcestruzzo per strutture di fondazione (Pile e spalle).....	21
3.2.4 Calcestruzzo per elevazioni (Pile e spalle)	22
3.2.5 Calcestruzzo per solette di completamento impalcato in struttura mista acciaio/cls.....	22
3.2.6 Calcestruzzo per cordoli e baggioli.....	23
3.2.7 Calcestruzzo per lastre predalle prefabbricate	24
4. MODELLAZIONE.....	25
4.1 Rigidezze flessionali	25
4.2 Rigidezze torsionali	25
4.3 Larghezza di soletta collaborante	26
4.4 Caratteristiche geometriche	29
4.4.1 Travi principali.....	29
4.4.2 Traversi	37
4.4.2.1 Traverso di campata tipo DC1	37
4.4.2.2 Traverso di campata tipo DC2	37
4.4.2.3 Traverso di campata tipo DC3	37
4.4.2.4 Traverso di campata tipo DC4	37
4.4.2.5 Traverso di spalla SP2.....	40
4.4.2.6 Traverso di pila IP1	40
4.4.2.7 Traverso di pila IP2-IP5	40
4.4.3 Inerzia torsionale.....	42
5. ANALISI DEI CARICHI STATICI.....	43
5.1 Impalcato metallico	43
5.2 Soletta in c.a.....	44

5.3	Permanenti	45
5.4	Carico Accidentale.....	46
5.4.1	Carico Accidentale folla.....	46
5.4.2	Carico Accidentale mezzi	48
5.4.2.1	Condizioni di carico trasversali.....	48
5.4.2.2	Condizioni di carico longitudinali.....	55
5.4.3	Carico Accidentale mezzi a fatica.....	58
5.5	Effetti del vento	63
5.5.1	Velocità di riferimento	63
5.5.2	Pressione di riferimento	64
5.5.3	Coefficiente di esposizione	65
5.5.4	Coefficiente di forma	68
5.5.5	Pressione del vento	68
5.5.5.1	Azione del vento a ponte scarico per $h_t=3,00$ m	70
5.5.5.2	Azione del vento a ponte carico $h_t=3,00$ m.....	71
5.5.5.3	Azione del vento a ponte scarico per $h_t=3,50$ m	72
5.5.5.4	Azione del vento a ponte carico $h_t=3,50$ m.....	73
5.5.5.5	Azione del vento a ponte scarico per $h_t=5,00$ m	74
5.5.5.6	Azione del vento a ponte carico $h_t=5,00$ m.....	75
5.6	Effetti della temperatura	76
5.6.1	Variazione termica uniforme	76
5.6.2	Variazione termica differenziale trave – soletta	76
5.7	Cedimenti differenziali	77
5.8	Effetti dovuti al ritiro	80
5.8.1	Determinazione dei parametri di ritiro.....	80
5.8.2	Effetti reologici	80
5.8.2.1	Tempo ed ambiente	80
5.8.2.2	Modulo elastico al tempo t	80
5.8.2.3	Coefficiente di viscosità al tempo “ t ”	81
5.8.2.4	Coefficienti di omogeneizzazione.....	83
5.8.3	Calcolo della deformazione totale per ritiro	84
5.9	Azioni sismiche	87
6.	SCHEMI DI CALCOLO E MODELLAZIONE.....	88
6.1	Sicurezza e calcolo delle prestazioni attese	88
6.1.1	Stati limite ultimi (SLU)	88
6.1.2	Stati limite di esercizio (SLE).....	88
6.1.3	Verifiche allo stato limite di fessurazione.....	89
6.2	Valutazione della sicurezza	90
6.3	Combinazione dei carichi	91
6.3.1	Combinazioni SLU e in esercizio	94
6.3.2	Combinazioni sismiche	95
6.4	Modelli strutturali	96
7.	ANALISI DEGLI ELEMENTI	100
7.1	Sollecitazioni	100
7.1.1	Acciaio – fase 1	100
7.1.2	Soletta – fase 1	105
7.1.3	Permanenti – fase 2a	110
7.1.4	Cedimenti – fase 2c.....	115

7.1.5	Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi da SP2 a pila IP2).....	120
7.1.6	Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi da IP2 alla fine).....	125
7.1.7	Accidentali folla – fase 3 (valori validi da SP2 a pila IP2).....	129
7.1.8	Accidentali folla – fase 3 (valori validi da IP2 alla fine).....	134
7.1.9	Vento – fase 3	138
7.1.10	Temperatura – fase 3	143
7.1.11	Ritiro – fase 2b	148
7.2	Verifiche travi.....	153
7.2.1	Modalità di verifica.....	162
7.3	Verifiche traversi di campata tipo DC1	163
7.3.1	Correnti	167
7.3.1.1	Verifica bulloni a taglio	168
7.3.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	168
7.3.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	168
7.3.2	Diagonali L=291 cm	169
7.3.2.1	Verifica bulloni a taglio	170
7.3.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	170
7.3.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	170
7.3.3	Diagonali L=339 cm	171
7.4	Verifiche traversi di campata tipo DC2	172
7.4.1	Correnti	175
7.4.1.1	Verifica bulloni a taglio	176
7.4.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	176
7.4.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	176
7.4.2	Diagonali.....	177
7.4.2.1	Verifica bulloni a taglio	178
7.4.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	178
7.4.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	178
7.5	Verifiche traversi di campata tipo DC3	179
7.5.1	Correnti	184
7.5.1.1	Verifica bulloni a taglio	185
7.5.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	185
7.5.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	185
7.5.2	Diagonali.....	186
7.5.2.1	Verifica bulloni a taglio	187
7.5.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	187
7.5.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	187
7.6	Verifiche traversi di campata tipo DC4	188
7.6.1	Correnti	195
7.6.1.1	Verifica bulloni a taglio	196
7.6.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	196
7.6.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	196
7.6.2	Diagonali.....	197
7.6.2.1	Verifica bulloni a taglio	198
7.6.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	198
7.6.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare	198
7.7	Verifiche trasverso di spalla tipo DSP2	199
7.7.1	Correnti	201
7.7.1.1	Verifica bulloni a taglio	202

7.7.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	202
7.7.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare.....	202
7.7.2	Diagonali.....	203
7.7.2.1	Verifica bulloni a taglio.....	204
7.7.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	204
7.7.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare.....	204
7.8	Verifiche trasverso di pila tipo DIP1.....	205
7.8.1	Correnti.....	207
7.8.1.1	Verifica bulloni a taglio.....	208
7.8.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	208
7.8.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare.....	208
7.8.2	Diagonali.....	209
7.8.2.1	Verifica bulloni a taglio.....	210
7.8.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	210
7.8.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare.....	210
7.9	Verifiche trasverso di pila tipo DIP2-DIP5.....	211
7.9.1	Correnti.....	215
7.9.1.1	Verifica bulloni a taglio.....	216
7.9.1.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	216
7.9.1.3	Verifica a rifollamento dell'angolare.....	216
7.9.2	Diagonali.....	217
7.9.2.1	Verifica bulloni a taglio.....	218
7.9.2.2	Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale.....	218
7.9.2.3	Verifica a rifollamento dell'angolare.....	218
7.10	Verifiche dei controventi superiori in fase di montaggio.....	219
7.11	Verifiche dei controventi superiori e inferiori.....	224
8.	VERIFICHE PARTICOLARI.....	225
8.1	Verifica dei connettori.....	225
8.1.1	Resistenze di calcolo dei connettori.....	225
8.1.2	Concio C1.....	226
8.2	Verifica di stabilità a taglio.....	227
8.2.1	Contributo dell'anima.....	228
8.2.2	Contributo delle flange.....	231
8.3	Verifica degli irrigidimenti in campata.....	232
8.4	Verifica degli irrigidimenti agli appoggi di pila.....	233
9.	ANALISI DELLE DEFORMAZIONI.....	235
9.1	Contromonte.....	235
9.2	Deformazioni massime.....	236
9.3	Escursione dei giunti in fase statica.....	236
10.	AZIONI AGLI APPOGGI.....	237
11.	ALLEGATI.....	238
12.	SOLETTA.....	239
12.1	Carichi agenti e modellazione.....	239
12.1.1	Peso proprio.....	239
12.1.2	Permanenti.....	239
12.1.3	Carichi accidentali folla.....	240
12.1.4	Carichi accidentali mezzi.....	240

12.1.5	Urto di veicoli in svio	249
12.2	Sollecitazioni flettenti	251
12.3	Zona tipica, verifica SLE delle armature trasversali	254
12.3.1	Sbalzo	254
12.3.1.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo	254
12.3.1.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio	255
12.3.1.3	Verifica alle tensioni totali	256
12.3.1.4	Comb. Rara	256
12.3.1.5	Comb. Frequente	258
12.3.1.6	Comb. Quasi permanente	259
12.3.2	Campata	261
12.3.2.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo	261
12.3.2.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio	262
12.3.2.3	Verifica alle tensioni totali	263
12.3.2.4	Comb. Rara	263
12.3.2.5	Comb. Frequente	265
12.3.2.6	Comb. Quasi permanente	266
12.4	Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali.....	268
12.4.1	Sbalzo	268
12.4.2	Campata.....	270
12.5	Zona di giunto, verifica SLE delle armature trasversali.....	271
12.5.1	Sbalzo	271
12.5.1.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo	271
12.5.1.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio	271
12.5.1.3	Verifica alle tensioni totali	272
12.5.1.4	Comb. Rara	272
12.5.1.5	Comb. Frequente	274
12.5.1.6	Comb. Quasi permanente	275
12.5.2	Campata	277
12.5.2.1	Prima Fase – Getto del calcestruzzo	277
12.5.2.2	Seconda Fase – Soletta in esercizio	277
12.5.2.3	Verifica alle tensioni totali	278
12.5.2.4	Comb. RARA.....	278
12.5.2.5	Comb. Frequente	280
12.5.2.6	Comb. Quasi permanente	281
12.6	Zona tipica, verifica SLU delle armature trasversali.....	283
12.6.1	Sbalzo	283
12.6.2	Campata.....	285
13.	EFFETTI DELLA SOLIDARIZZAZIONE AL VIADOTTO CLAREA	286

LISTE DES FIGURES / INDICE DELLE FIGURE

Figura 1 – Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}	26
Figura 2 – Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti l_e per le travi continue.....	26
Figura 3 – Sezione traversi tipo DC1.....	39
Figura 4 – Sezione trasverso di spalla DSP2.....	41
Figura 5 – Schematizzazione campo controventato	42
Figura 6 – Sezione trasversale schematizzata su campata da SP2 a IP2	43
Figura 7 – Sezione trasversale schematizzata su campata da IP2 a IP5	43
Figura 8 – Ripartizione carichi soletta da SP2 a IP2	44
Figura 9 – Ripartizione carichi soletta da IP2 alla fine.....	44
Figura 10 – Ripartizione carichi permanenti da SP2 a IP2.....	45
Figura 11 – Ripartizione carichi permanenti da mezzeria campata 3 a mezzeria campata 5	45
Figura 12 – Ripartizione carichi permanenti da mezzeria campata 5 alla parte finale dell'impalcato.....	46
Figura 13 – Ripartizione carichi folla da SP2 a IP2.....	47
Figura 14 – Ripartizione carichi folla da IP2 alla fine.....	47
Figura 15 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1	49
Figura 16 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2	49
Figura 17 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia R.....	50
Figura 18 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1	50
Figura 19 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 2	52
Figura 20 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia R.....	52
Figura 21 – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 1	53
Figura 22 – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 2	53
Figura 23 – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia 1	54
Figura 24 – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia 2	54
Figura 25 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente positivo in campata	55
Figura 26 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente negativo in pila.....	56
Figura 27 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio.....	57
Figura 28 – Azione del vento a ponte scarico dal concio C1 al concio C11	70
Figura 29 – Azione del vento a ponte carico dal concio C1 al concio C11	71
Figura 30 – Azione del vento a ponte scarico dal concio C11 al concio C37 – $h_t=3,50m$	72
Figura 31 – Azione del vento a ponte carico dal concio C11 al concio C37 – $h_t=3,50m$	73
Figura 32 – Azione del vento a ponte scarico dal concio C11 al concio C37 – $h_t=5,00m$	74
Figura 33 – Azione del vento a ponte carico dal concio C11 al concio C37 – $h_t=5,00m$	75
Figura 34 – Stati limite di fessurazione, criteri di scelta	89
Figura 35 – Impalcato vista 3d – Campate 1 e 2	97
Figura 36 – Impalcato vista 3d – Campate 3 e 4	97
Figura 37 – Impalcato vista 3d – Campate 5 e sbalzo	98
Figura 38 – Impalcato da SP2 a IP1, numerazione frame.....	98
Figura 39 – Impalcato da IP1 a IP2, numerazione frame.....	98
Figura 40 – Impalcato da IP2 a IP3, numerazione frame.....	99
Figura 41 – Impalcato da IP3 a IP4, numerazione frame.....	99
Figura 42 – Impalcato da IP4 a IP5, numerazione frame.....	99
Figura 43 – Impalcato da IP5 alla fine, numerazione frame	99
Figura 44 – Momento flettente per peso proprio acciaio.....	100

Figura 45 – Azione di taglio per peso proprio acciaio	100
Figura 46 – Azione torcente per peso proprio acciaio.....	101
Figura 47 – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 1	101
Figura 48 – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 2.....	102
Figura 49 – Taglio per peso proprio acciaio su trave 1	102
Figura 50 – Taglio per peso proprio acciaio su trave 2	103
Figura 51 – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 1.....	103
Figura 52 – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 2.....	104
Figura 53 – Momento flettente per peso soletta.....	105
Figura 54 – Azione di taglio per peso soletta.....	105
Figura 55 – Azione torcente per peso soletta.....	106
Figura 56 – Momento flettente per peso soletta su trave 1	106
Figura 57 – Momento flettente per peso soletta su trave 2	107
Figura 58 – Taglio per peso soletta su trave 1.....	107
Figura 59 – Taglio per peso soletta su trave 2.....	108
Figura 60 – Momento torcente per peso soletta su trave 1	108
Figura 61 – Momento torcente per peso soletta su trave 2.....	109
Figura 62 – Momento flettente per carichi permanenti	110
Figura 63 – Taglio per carichi permanenti	110
Figura 64 – Azione torcente per carichi permanenti	111
Figura 65 – Momento flettente per carichi permanenti su trave 1.....	111
Figura 66 – Momento flettente per carichi permanenti su trave 2.....	112
Figura 67 – Taglio per carichi permanenti su trave 1	112
Figura 68 – Taglio per carichi permanenti su trave 2	113
Figura 69 – Momento torcente per carichi permanenti su trave 1	113
Figura 70 – Momento torcente per carichi permanenti su trave 2	114
Figura 71 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti.....	115
Figura 72 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti	115
Figura 73 – Azione torcente per carichi indotti dai cedimenti.....	116
Figura 74 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1.....	116
Figura 75 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2.....	117
Figura 76 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 1	117
Figura 77 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 2	118
Figura 78 – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1.....	118
Figura 79 – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2.....	119
Figura 80 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da SP2 a IP2).....	120
Figura 81 – Taglio per carichi accidentali mezzi (da SP2 a IP2).....	120
Figura 82 – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da SP2 a IP2).....	121
Figura 83 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da SP2 a IP2)	121
Figura 84 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da SP2 a IP2)	122
Figura 85 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da SP2 a IP2).....	122
Figura 86 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da SP2 a IP2).....	123
Figura 87 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da SP2 a IP2).....	123
Figura 88 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da SP2 a IP2).....	124
Figura 89 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da IP2 alla fine)	125
Figura 90 – Taglio per carichi accidentali mezzi (da IP2 alla fine).....	125
Figura 91 – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da IP2 alla fine)	125
Figura 92 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da IP2 alla fine)..	126
Figura 93 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da IP2 alla fine)..	126

Figura 94 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da IP2 alla fine)	127
Figura 95 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da IP2 alla fine)	127
Figura 96 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da IP2 alla fine) .	128
Figura 97 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da IP2 alla fine) .	128
Figura 98 – Momento flettente per carichi accidentali folla (da SP2 a IP2).....	129
Figura 99 – Taglio per carichi accidentali folla (da SP2 a IP2)	129
Figura 100 – Azione torcente per carichi accidentali folla (da SP2 a IP2).....	130
Figura 101 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 1 (da SP2 a IP2).....	130
Figura 102 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 2 (da SP2 a IP2).....	131
Figura 103 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 1 (da SP2 a IP2)	131
Figura 104 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 2 (da SP2 a IP2)	132
Figura 105 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 1 (da SP2 a IP2).....	132
Figura 106 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 2 (da SP2 a IP2).....	133
Figura 107 – Momento flettente per carichi accidentali folla (da IP2 alla fine).....	134
Figura 108 – Taglio per carichi accidentali folla (da IP2 alla fine)	134
Figura 109 – Azione torcente per carichi accidentali folla (da IP2 alla fine).....	134
Figura 110 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 1 (da IP2 alla fine) .	135
Figura 111 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 2 (da IP2 alla fine) .	135
Figura 112 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 1 (da IP2 alla fine).....	136
Figura 113 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 2 (da IP2 alla fine).....	136
Figura 114 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 1 (da IP2 alla fine) .	137
Figura 115 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 2 (da IP2 alla fine) .	137
Figura 116 – Momento flettente per carichi vento	138
Figura 117 – Taglio per carichi vento.....	138
Figura 118 – Azione torcente per carichi vento	139
Figura 119 – Momento flettente per carichi vento su trave 1	139
Figura 120 – Momento flettente per carichi vento su trave 2	140
Figura 121 – Taglio per carichi vento su trave 1	140
Figura 122 – Taglio per carichi vento su trave 2.....	141
Figura 123 – Momento torcente per carichi vento su trave 1	141
Figura 124 – Momento torcente per carichi vento su trave 2	142
Figura 125 – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura	143
Figura 126 – Taglio per carichi indotti dalla temperatura.....	143
Figura 127 – Azione torcente per carichi indotti dalla temperatura	144
Figura 128 – Momento flettente per carichi da temperatura su trave 1	144
Figura 129 – Momento flettente per carichi da temperatura su trave 2	145
Figura 130 – Taglio per carichi da temperatura su trave 1.....	145
Figura 131 – Taglio per carichi da temperatura su trave 2.....	146
Figura 132 – Momento torcente per carichi da temperatura su trave 1	146
Figura 133 – Momento torcente per carichi da temperatura su trave 2	147
Figura 134 – Momento flettente per carichi da ritiro	148
Figura 135 – Taglio per carichi da ritiro.....	148
Figura 136 – Azione torcente per carichi da ritiro	149
Figura 137 – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 1	149
Figura 138 – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 2	150
Figura 139 – Taglio per carichi da ritiro su trave 1	150
Figura 140 – Taglio per carichi da ritiro su trave 2	151
Figura 141 – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 1	151
Figura 142 – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 2	152

Figura 143 – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi interni	155
Figura 144 – Distribuzione delle larghezze efficaci e coefficiente di instabilità per elementi esterni.....	156
Figura 145 – Modellazione controventi superiori.....	221
Figura 146 – Particolare controventi superiori su campata 1-2	222
Figura 147 – Diagramma dell'azione assiale ui controventi superiori	222
Figura 148 – Tipi di irrigidimento verticale	228
Figura 149 – Fattore χ_w	228
Figura 150 – Anime con irrigidimenti trasversali e longitudinali	229
Figura 151 – Differenziazione dei pannelli d'anima per il calcolo di k_t	229
Figura 152 – Sezione irrigidimenti sugli appoggi di pila.....	233
Figura 153 – Diffusione nel piano verticale.....	240
Figura 154 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona tipica da SP2 a IP2..	241
Figura 155 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona tipica da SP2 a IP2..	242
Figura 156 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona tipica da IP2 alla fine	243
Figura 157 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona tipica da IP2 alla fine	244
Figura 158 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona di giunto.....	246
Figura 159 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona di giunto.....	247
Figura 160 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio zona tipica.....	249
Figura 161 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio zona di giunto	250

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 **Discesa** costituente il complesso infrastrutturale che convoglia il traffico in entrata all'autostrada in direzione Torino e che per un tratto è posto in affiancamento al viadotto esistente.

Il viadotto è stato dimensionato come opera indipendente, in grado di sostenere i carichi di progetto in assenza della solidarizzazione al viadotto Clarea. Gli effetti dovuti alla solidarizzazione sono tuttavia stati verificati mediante un confronto a livello di sollecitazioni di progetto, e sono oggetto del paragrafo 13

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:

- 1.049,3 cm sulla sezione di spalla SP2,
- 959,5 cm sulla sezione di pila IP1,
- 1.138,4 cm sulla sezione di pila IP2, IP3, IP4, IP5.

I cordoli esterni nel tratto compreso tra la spalla SP2 e la mezzeria della campata da IP1 a IP2, mantengono una larghezza pari a 75 cm lato esterno curva e 150 cm lato interno curva; ne consegue che la variabilità di sezione trasversale si traduce in una variabilità della larghezza della sede stradale. A partire dalla mezzeria di tale campata, si verifica un allargamento del marciapiede lato interno curva che raggiunge la larghezza di 467,2 cm in corrispondenza della pila IP2, di 819,1 cm sulle pile IP3 e IP4, invece sulla pila IP5 tutta la larghezza dell'impalcato è adibita a marciapiede.

La sezione trasversale poggia su due travi in acciaio aventi interasse costante lungo tutto il viadotto pari a 500 cm. Si individuano pertanto sbalzi le cui larghezze sono uniformi a seconda della sezione considerata, 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.

Si nota che il viadotto in esame va in affiancamento al viadotto esistente, quindi, a partire dalla pila IP2, per consentire l'immissione dei veicoli sull'autostrada A32 in direzione Torino, è soppresso il marciapiede sinistro.

A livello planimetrico infine, in corrispondenza della mezzeria della terza campata si colloca un punto di flesso che, dal punto di vista pratico, implica la variazione delle pendenze trasversali delle sezioni considerate.

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

Le travi principali che costituiscono la struttura metallica sono segmentate in 37 tipologie di conci; la sezione trasversale è irrigidita nel piano verticale da diaframmi reticolari, ad interasse costante lungo le campate dell'ordine di 470 cm e di 330 cm in corrispondenza delle pile IP2, IP3, IP4 e IP5.

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 cinque campate di luce pari a 60,781 m + 71,817 m + 100,949 m + 100,675 m + 100,629 m + uno sbalzo finale di 15,000 m, misurati in asse di tracciamento, per una lunghezza totale di 449,851 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 50%, di quelle dovute ai carichi accidentali.

Si precisa infine che in corrispondenza della spalla e sulla pile si dovranno predisporre meccanismi anti trazione che si consistono in barre dywidag ad elevata resistenza i cui calcoli saranno sviluppati nella relazione riguardante le sottostrutture.

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 (C_{ci}; 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

Si fa riferimento alla tabella 11.3.IX delle Norme Tecniche per le costruzioni 2008 dove si afferma:

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{yk} [\text{N/mm}^2]$	$f_{tk} [\text{N/mm}^2]$
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550

Acciaio tipo S335 (Fe 510)

Per spessori minori o uguali a 40 mm

- 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)

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

Per spessori maggiori di 40 mm

- Tensione di rottura: $f_t > 4.700 \text{ daN / cm}^2$
- Tensione di snervamento: $f_y = 3.350 \text{ daN / cm}^2$

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

$$\text{Per lo S.L.U. } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_m} = \frac{3.355}{1,05} = 3.190 \text{ daN / cm}^2$$

3.1.3 Acciaio per pioli

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

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_{cfm}	3,39	N/mm ²
Resistenza a trazione di progetto	f_{ctd}	1,32	N/mm ²
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza	f_{bk}	4,46	N/mm ²
Resistenza tangenziale di aderenza acciaio-cla 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 impalcate 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_{cfm}	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 16,84 per i carichi permanenti, a 6,24 per i carichi accidentali, a 14,93 per i carichi da ritiro e a 20,70 per i carichi dovuti ai cedimenti.

4.3 Larghezza di soletta collaborante

La larghezza efficace beff, 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).

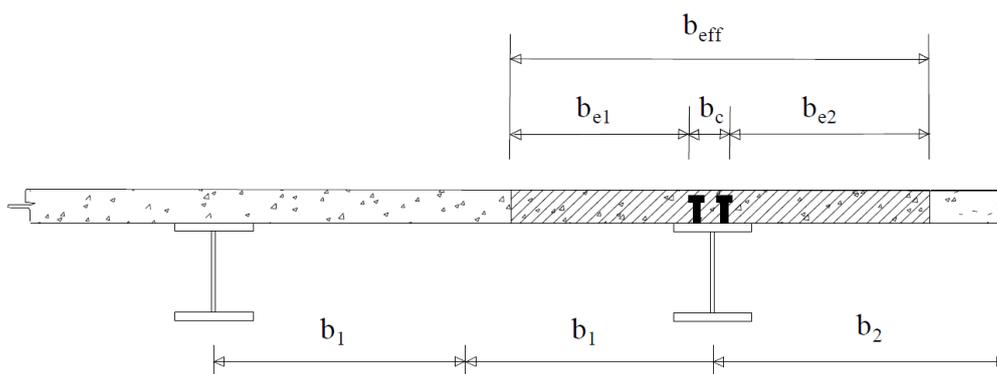


Figura 1 – Definizione della larghezza efficace b_{eff} e delle aliquote b_{ei}

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

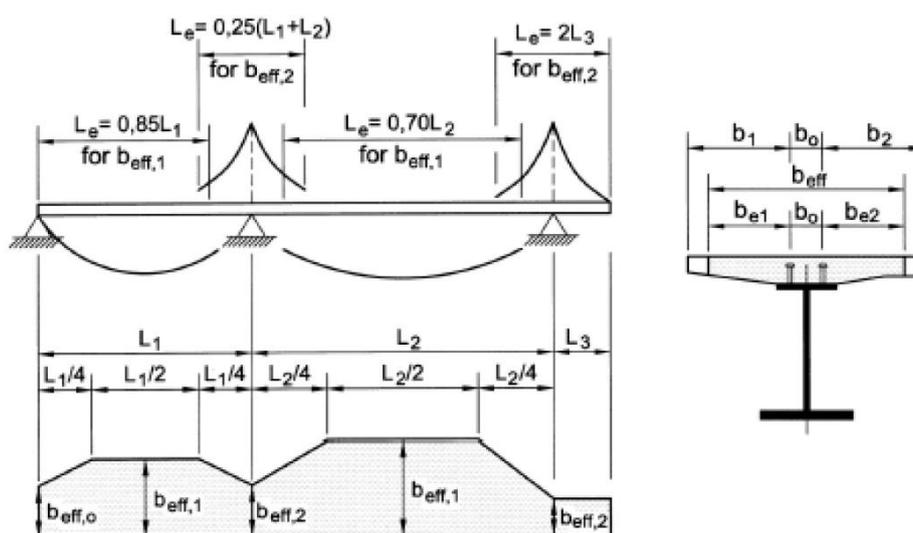


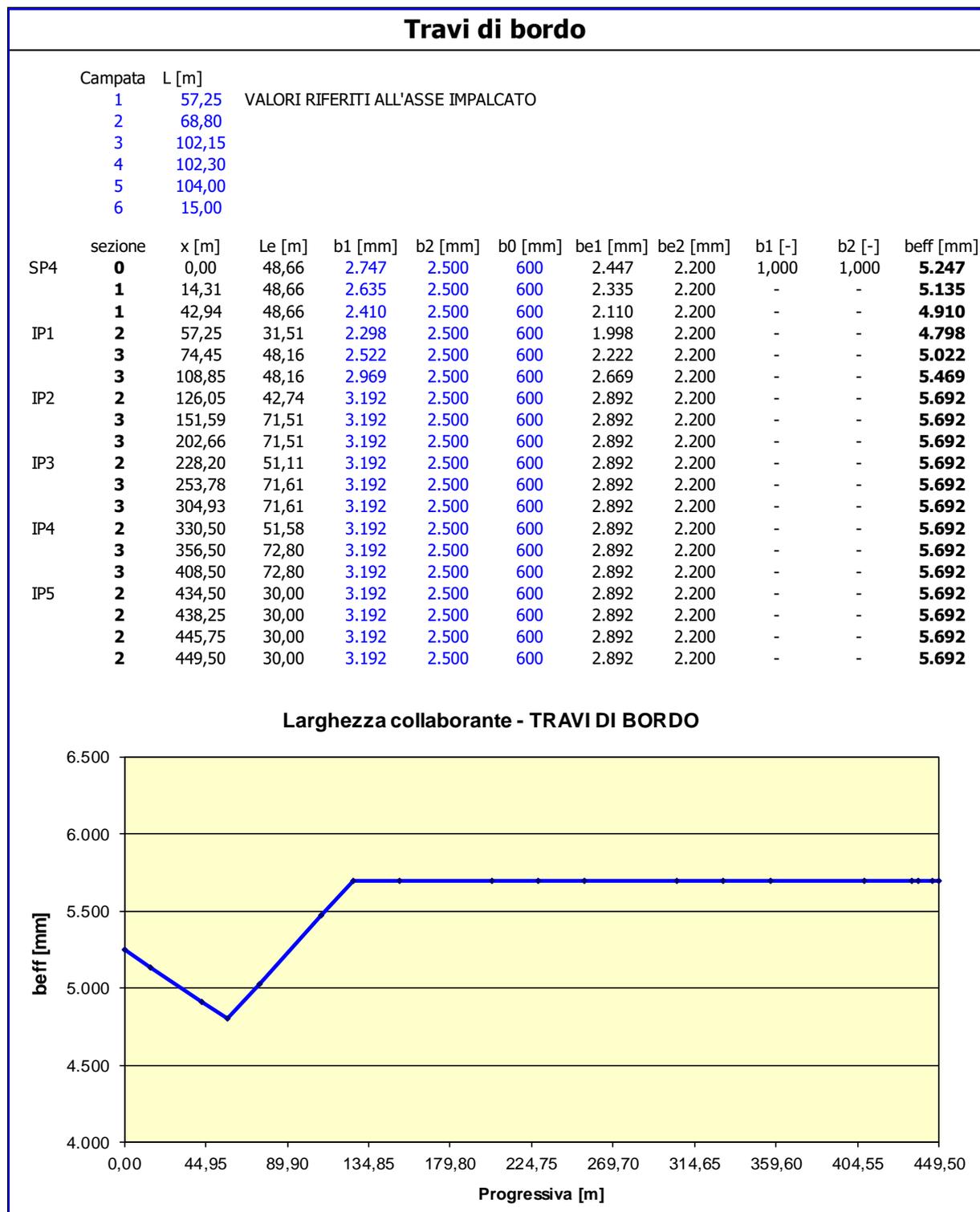
Figura 2 – Larghezza efficace b_{eff} e luci equivalenti l_e per le travi continue

Per gli appoggi di estremità la formula diviene:

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

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

Si ottiene:



Di seguito è esplicitato il calcolo relativo alla sezione di spalla SP2:

$$b_1 - \frac{b_0}{2} = 274,7 - \frac{60}{2} = 244,7 \text{ cm}$$

$$\frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 0,85 \cdot 5.725 = 608,28 \text{ cm}$$

$$b_{e,1} = \min(244,7; 608,28) = 244,7 \text{ cm}$$

$$b_2 - \frac{b_0}{2} = \frac{500}{2} - \frac{60}{2} = 220 \text{ cm}$$

$$\frac{L_e}{8} = \frac{1}{8} \cdot 0,85 \cdot 5.725 = 608,28 \text{ cm}$$

$$b_{e,2} = \min(220; 608,28) = 220 \text{ cm}$$

Pertanto si considera: $B = 244,7 + 220 + 60 = 524,7 \text{ cm}$

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	C5Neg	C6	C7Neg	C7	C8	C9	C10
Modello	H(cm)	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0	300,0
ALA SUPERIORE	spess	2,6	3,5	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,0	3,0	4,0
	largh	80	80	80	90	100	100	100	90	90	80	80	100
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	3,2	0,0	0,0	0,0	0,0
	largh	0	0	0	0	0	0	90	80	0	0	0	0
ALA INFERIORE	spess	3,2	5,2	5,5	5,2	4,5	4,5	4,5	4,0	4,0	3,5	3,5	4,5
	largh	90	100	110	110	110	110	110	110	110	90	90	110
RADDOPPIO INFERIORE	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,5	3,0	0,0	0,0	0,0	0,0
	largh	0	0	0	0	0	0	100	90	0	0	0	0
ANIMA	spess	2,4	2,2	2,0	2,2	2,6	2,6	3,2	2,6	2,6	2,2	2,2	2,4
PREDALLE	spess	5,0	5,0	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	33	33
	spess	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
SOLETTA COLLAB.	largh	524,7	513,5	513,5	491,0	491,0	491,0	479,8	502,2	502,2	502,2	524,6	546,9
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	1.202	1.441	1.506	1.572	1.653	1.653	2.611	2.069	1.559	1.201	1.201	1.595
	y _i (cm)	140	126	123	131	142	142	140	143	142	141	141	141
	J _x (cm ⁴)	15.923.075	21.154.870	23.083.328	24.225.922	24.821.274	24.821.274	42.052.519	33.464.083	22.828.727	16.752.440	16.752.440	24.404.015
	J _y (cm ⁴)	305.672	582.925	780.902	820.025	832.885	832.885	1.451.231	1.005.869	687.094	340.885	340.885	832.794
J _{0xc} (cm ⁴)	11.131.717	10.461.801	7.961.577	8.012.003	10.820.523	10.820.523	10.969.387	10.816.907	10.816.907	6.656.329	6.656.329	6.685.645	
SOLETTA COLLAB. 16,84 Fase 2a	A (cm ²)	2.075	2.295	2.360	2.388	2.469	2.469	3.408	2.904	2.394	2.036	2.073	2.504
	y _i (cm)	215	198	194	195	200	200	182	194	204	214	216	206
	J _x (cm ⁴)	32.114.113	41.182.295	44.160.706	43.370.922	42.056.527	42.056.527	61.682.991	51.894.265	39.841.569	32.424.825	32.829.862	42.735.383
	J _y (cm ⁴)	20.321.239	19.343.928	19.541.905	17.221.359	17.234.219	17.234.219	16.755.600	18.555.372	18.236.597	17.890.388	20.339.291	23.497.937
J _{0xc} (cm ⁴)	31.431.708	27.736.807	17.298.275	17.503.413	29.759.638	29.759.638	30.743.071	29.753.361	29.753.361	17.498.760	17.498.760	17.673.368	
SOLETTA COLLAB. 6,24 Fase 3	A (cm ²)	3.557	3.745	3.810	3.775	3.856	3.856	4.764	4.323	3.813	3.454	3.554	4.049
	y _i (cm)	259	245	241	241	243	243	221	235	247	257	259	249
	J _x (cm ⁴)	41.474.425	54.329.800	58.370.043	56.964.778	54.658.090	54.658.090	79.998.190	66.928.690	51.715.097	41.739.683	42.119.670	55.061.310
	J _y (cm ⁴)	54.322.041	51.213.579	51.411.556	45.082.599	45.095.460	45.095.460	42.753.406	48.367.027	48.048.253	47.702.044	54.310.942	61.999.623
J _{0xc} (cm ⁴)	37.728.683	32.561.735	19.136.676	19.390.624	35.380.299	35.380.299	36.793.722	35.371.520	35.371.520	19.384.973	19.384.973	19.601.675	
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	742	726	726	694	694	694	678	710	710	710	741	773
	M (10 E-04 Nm)	448	539	563	545	527	527	665	597	513	439	446	541
	Δt/h	5,1	4,7	4,6	4,6	4,6	4,6	4,0	4,2	4,7	5,0	5,0	4,7
SOLETTA COLLAB. 20,70 Fase 2c	A (cm ²)	1.912	2.135	2.201	2.236	2.317	2.317	3.260	2.748	2.239	1.880	1.910	2.334
	y _i (cm)	207	189	185	186	193	193	176	187	196	205	207	198
	J _x (cm ⁴)	30.211.808	38.659.062	41.467.626	40.858.374	39.760.988	39.760.988	58.749.332	49.304.453	37.628.760	30.554.651	30.941.482	40.396.832
	J _y (cm ⁴)	16.588.868	15.845.499	16.043.476	14.162.946	14.175.806	14.175.806	13.901.742	15.282.856	14.964.081	14.617.872	16.610.120	19.271.490
J _{0xc} (cm ⁴)	29.656.905	26.343.032	16.739.162	16.930.960	28.161.362	28.161.362	29.039.418	28.155.735	28.155.735	16.926.602	16.926.602	17.089.739	
SOLETTA COLLAB. 14,93 Fase 2b 2,68E-04	A (cm ²)	2.186	2.404	2.469	2.493	2.574	2.574	3.510	3.011	2.501	2.143	2.184	2.620
	y _i (cm)	221	203	199	200	205	205	186	198	209	219	221	211
	J _x (cm ⁴)	33.256.357	42.720.854	45.808.199	44.917.859	43.475.006	43.475.006	63.552.304	53.516.697	41.201.049	33.551.502	33.963.675	44.165.525
	J _y (cm ⁴)	22.881.837	21.744.029	21.942.006	19.319.587	19.332.448	19.332.448	18.713.493	20.800.486	20.481.711	20.135.502	22.897.694	26.397.497
	J _{0xc} (cm ⁴)	32.393.454	28.485.033	17.991.329	17.803.684	30.622.393	30.622.393	31.665.502	30.615.752	30.615.752	17.798.874	17.798.874	17.979.694
	Nr.tot (kg)	5,5332E+05	5,4151E+05	5,4151E+05	5,1778E+05	5,1778E+05	5,1778E+05	5,0597E+05	5,2959E+05	5,2959E+05	5,2959E+05	5,2959E+05	5,5316E+05
κ	7,7829E-07	6,9828E-07	6,7440E-07	6,5246E-07	6,4583E-07	6,4583E-07	5,0467E-07	5,6912E-07	6,7386E-07	7,5010E-07	7,5913E-07	6,7219E-07	
	Δt/h	-7,8	-7,0	-6,7	-6,5	-6,5	-6,5	-6,0	-5,7	-6,7	-7,5	-7,6	-6,7
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)						5,0	5,0	5,0				
	φ sup (cm)						2,00	2,20	2,00				
	n° sup						24,55	47,98	25,11				
	φ inf (cm)						2,00	2,20	2,00				
	n° inf						24,55	47,98	25,11				
	A (cm ²)						1,807	2,975	2,227				
	J _x (cm ⁴)						132	126	135				
J _y (cm ⁴)						26.846.619	46.517.615	35.640.977					

Allargamento Viadotto Clarea - Discesa – Relazione di calcolo impalcato e soletta

ALLINEAMENTI 1-2		C11 sx	C11 dx	C11Neg sx	C11Neg dx	C12	C13Neg sx	C13Neg dx	C13 sx	C13 dx
Modello	H(cm)	300,0	387,8	387,8	500,0	500,0	500,0	444,3	444,3	433,3
ALA	spess	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
SUPERIORE	largh	110	110	110	110	110	100	100	100	100
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SUPERIORE	largh	0	0	0	0	90	0	0	0	0
ALA	spess	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
INFERIORE	largh	120	120	120	120	120	110	110	110	110
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	0,0	0,0	0,0	0,0
INFERIORE	largh	0	0	0	0	110	0	0	0	0
ANIMA	spess	2,6	2,6	2,6	2,6	2,8	2,6	2,6	2,6	2,6
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	spess	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
COLLAB.	largh	546,9	546,9	546,9	546,9	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2
SEZIONE	A (cm ²)	1.797	2.025	2.025	2.317	3.192	2.227	2.082	2.082	2.053
METALLICA	y _i (cm)	137	179	179	233	232	234	207	207	201
	J _x (cm ⁴)	27.738.184	49.520.530	49.520.530	88.816.769	136.479.030	83.350.175	63.297.633	63.297.633	59.726.108
	J _y (cm ⁴)	1.164.093	1.164.221	1.164.221	1.164.386	1.851.217	888.636	888.554	888.554	888.538
	J _{IBC} (cm ⁴)	6.710.654	12.596.162	12.596.162	22.574.439	23.985.788	22.744.735	17.417.502	17.417.502	16.443.402
SOLETTA	A (cm ²)	2.706	2.934	2.934	3.226	4.139	3.173	3.028	3.028	3.000
COLLAB.	y _i (cm)	198	250	250	314	298	319	287	287	281
16,84	J _x (cm ⁴)	47.752.954	82.107.429	82.107.429	142.186.499	196.712.243	137.468.179	106.201.967	106.201.967	100.577.388
Fase 2a	J _y (cm ⁴)	23.829.236	23.829.365	23.829.365	23.829.529	27.403.480	26.440.899	26.440.817	26.440.817	26.440.801
	J _{IBC} (cm ⁴)	17.823.858	30.260.370	30.260.370	50.120.978	52.877.972	50.408.131	39.965.652	39.965.652	38.024.954
SOLETTA	A (cm ²)	4.251	4.479	4.479	4.771	5.747	4.781	4.636	4.636	4.607
COLLAB.	y _i (cm)	242	304	304	380	360	386	348	348	340
6,24	J _x (cm ⁴)	62.181.626	107.188.667	107.188.667	186.262.548	253.601.144	180.341.027	138.988.241	138.988.241	131.560.574
Fase 3	J _y (cm ⁴)	62.330.922	62.331.050	62.331.050	62.331.215	70.809.568	69.846.987	69.846.906	69.846.906	69.846.889
	J _{IBC} (cm ⁴)	19.788.859	33.406.315	33.406.315	55.023.600	58.352.625	55.367.791	44.013.431	44.013.431	41.899.396
GRADIENTE	N (10 E-04 N)	773	773	773	773	805	805	805	805	805
TERMICO	M (10 E-04 Nm)	594	796	796	1.073	1.283	1.069	927	927	900
15	Δt/h	4,5	3,5	3,5	2,7	2,4	2,8	3,2	3,2	3,3
SOLETTA	A (cm ²)	2.536	2.765	2.765	3.056	3.962	2.997	2.852	2.852	2.823
COLLAB.	y _i (cm)	190	240	240	302	288	307	276	276	270
20,70	J _x (cm ⁴)	45.106.056	77.653.856	77.653.856	134.640.588	187.660.611	129.966.586	100.358.392	100.358.392	95.034.094
Fase 2c	J _y (cm ⁴)	19.602.789	19.602.918	19.602.918	19.603.082	22.638.662	21.676.081	21.675.999	21.675.999	21.675.983
	J _{IBC} (cm ⁴)	17.230.255	29.290.758	29.290.758	48.584.154	51.171.296	48.854.099	38.706.905	38.706.905	36.822.118
SOLETTA	A (cm ²)	2.822	3.051	3.051	3.342	4.260	3.294	3.149	3.149	3.121
COLLAB.	y _i (cm)	203	256	256	321	304	326	294	294	287
14,93	J _x (cm ⁴)	49.385.678	84.877.170	84.877.170	146.921.200	202.488.915	142.150.489	109.832.921	109.832.921	104.018.511
Fase 2b	J _y (cm ⁴)	26.728.796	26.728.924	26.728.924	26.729.089	30.672.390	29.709.809	29.709.727	29.709.727	29.709.711
2,68E-04	J _{IBC} (cm ⁴)	18.135.591	30.767.374	30.767.374	50.921.441	53.768.954	51.217.732	40.622.593	40.622.593	38.652.959
	N _{r,tot} (kg)	5,7673E+05	5,7673E+05	5,7673E+05	5,7673E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05
	κ	6,4358E-07	4,8898E-07	4,8898E-07	3,7019E-07	3,0371E-07	3,8776E-07	4,4144E-07	4,4144E-07	4,5366E-07
	Δt/h	-6,4	-4,9	-4,9	-3,7	-3,0	-3,9	-4,4	-4,4	-4,5
SEZIONE	predalle (cm)			5,0	5,0	5,0	5,0	5,0		
METALLICA	φ sup (cm)			2,00	2,00	2,20	2,00	2,00		
+ FERRI	n° sup			27,35	27,35	56,92	28,46	28,46		
	φ inf (cm)			2,00	2,00	2,20	2,00	2,00		
	n° inf			27,35	27,35	56,92	28,46	28,46		
	A (cm ²)			2.197	2.488	3.625	2.405	2.261		
	y _i (cm)			167	219	207	218	192		
	J _x (cm ⁴)			53.404.004	95.910.573	153.155.611	90.721.120	68.877.300		

Allargamento Viadotto Clarea - Discesa – Relazione di calcolo impalcato e soletta

ALLINEAMENTI 1-2		C14 sx	C14 dx	C15 sx	C15 dx	C16	C17 sx	C17 dx	C18 sx	C18 dx	
Modello	H(cm)	433,3	379,4	379,4	350,0	350,0	350,0	379,4	379,4	433,3	
ALA	spess	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	3,5	3,5	
SUPERIORE	largh	100	100	100	100	100	100	100	100	100	
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	0,0	0,0	
SUPERIORE	largh	0	0	90	90	90	90	90	0	0	
ALA	spess	5,0	5,0	5,5	5,5	5,5	5,5	5,5	4,5	4,5	
INFERIORE	largh	110	110	130	130	130	130	130	130	130	
RADDOPPIO	spess	3,0	3,0	4,0	4,0	4,5	4,0	4,0	0,0	0,0	
INFERIORE	largh	90	90	120	120	120	120	120	0	0	
ANIMA	spess	2,6	2,6	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,6	2,6	
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	spess	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	
COLLAB.	largh	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	2.315	2.175	2.824	2.753	2.812	2.753	2.824	1.901	2.041	
	y _i (cm)	179	155	162	149	146	149	162	167	192	
	J _x (cm ⁴)	68.555.701	50.563.310	74.423.577	62.359.070	63.467.590	62.359.070	74.423.577	43.030.023	58.515.800	
	J _y (cm ⁴)	1.070.784	1.070.705	2.159.709	2.159.675	2.231.674	2.159.675	2.159.709	1.116.086	1.116.165	
	J _{IBC} (cm ⁴)	16.443.402	12.050.678	11.990.803	9.880.922	9.880.922	9.880.922	11.990.803	12.050.678	16.443.402	
SOLETTA COLLAB. 16,84 Fase 2a	A (cm ²)	3.262	3.122	3.770	3.699	3.758	3.699	3.770	2.847	2.987	
	y _i (cm)	259	229	221	205	202	205	221	244	275	
	J _x (cm ⁴)	118.685.745	89.688.259	114.222.748	96.660.005	98.864.718	96.660.005	114.222.748	76.960.845	102.279.502	
	J _y (cm ⁴)	26.623.047	26.622.968	27.711.972	27.711.938	27.783.937	27.711.938	27.711.972	26.668.349	26.668.428	
	J _{IBC} (cm ⁴)	38.024.954	29.120.597	28.811.286	24.458.714	24.458.714	24.458.714	28.811.286	29.120.597	38.024.954	
SOLETTA COLLAB. 6,24 Fase 3	A (cm ²)	4.869	4.729	5.378	5.307	5.366	5.307	5.378	4.455	4.595	
	y _i (cm)	322	286	274	255	252	255	274	300	337	
	J _x (cm ⁴)	159.231.866	120.314.000	149.770.217	126.936.227	130.423.448	126.936.227	149.770.217	101.613.014	135.356.368	
	J _y (cm ⁴)	70.029.135	70.029.056	71.118.060	71.118.026	71.190.025	71.118.026	71.118.060	70.074.437	70.074.516	
	J _{IBC} (cm ⁴)	41.899.396	32.181.857	31.801.582	27.047.034	27.047.034	27.047.034	31.801.582	32.181.857	41.899.396	
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	805	805	805	805	805	805	805	805	805	
	M (10 E-04 Nm)	1,044	901	1,000	920	942	920	1,000	795	929	
	Δt/h	3,1	3,6	3,2	3,5	3,4	3,5	3,2	3,7	3,3	
SOLETTA COLLAB. 20,70 Fase 2c	A (cm ²)	3.085	2.945	3.593	3.523	3.582	3.523	3.593	2.671	2.811	
	y _i (cm)	247	219	212	197	194	197	212	234	264	
	J _x (cm ⁴)	111.667.698	84.296.753	108.388.899	91.659.157	93.680.492	91.659.157	108.388.899	72.454.470	96.351.037	
	J _y (cm ⁴)	21.858.229	21.858.150	22.947.154	22.947.120	23.019.119	22.947.120	22.947.154	21.903.531	21.903.610	
	J _{IBC} (cm ⁴)	36.822.118	28.178.964	27.889.484	23.665.669	23.665.669	23.665.669	27.889.484	28.178.964	36.822.118	
SOLETTA COLLAB. 14,93 Fase 2b 2,68E-04	A (cm ²)	3.383	3.243	3.891	3.820	3.879	3.820	3.891	2.968	3.108	
	y _i (cm)	265	235	227	210	207	210	227	250	282	
	J _x (cm ⁴)	123.077.678	93.048.424	117.919.608	99.824.252	102.149.163	99.824.252	117.919.608	79.743.308	105.958.132	
	J _y (cm ⁴)	29.891.957	29.891.878	30.980.882	30.980.848	31.052.847	30.980.848	30.980.882	29.937.259	29.937.338	
	J _{IBC} (cm ⁴)	38.652.959	29.613.254	29.293.257	24.873.922	24.873.922	24.873.922	29.293.257	29.613.254	38.652.959	
	N _{r,tot} (kg)	6,0024E+05	6,0024E+05								
	κ	4,3393E-07	5,0151E-07	4,1647E-07	4,5493E-07	4,5307E-07	4,5493E-07	4,1647E-07	5,3142E-07	4,6046E-07	
Δt/h	-4,3	-5,0	-4,2	-4,5	-4,5	-4,5	-4,2	-5,3	-4,6		
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)										
	φ sup (cm)										
	n° sup										
	φ inf (cm)										
	n° inf										
	A (cm ²)										
y _i (cm)											
J _x (cm ⁴)											

Allargamento Viadotto Clarea - Discesa – Relazione di calcolo impalcato e soletta

ALLINEAMENTI 1-2		C19 sx	C19 dx	C19Neg sx	C19Neg dx	C20	C21Neg sx	C21Neg dx	C21 sx	C21 dx	C22 sx
Modello	H(cm)	433,3	444,3	444,3	500,0	500,0	500,0	444,1	444,1	433,3	433,3
ALA SUPERIORE	spess	4,0	4,0	4,0	4,0	5,5	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
	largh	110	110	110	110	130	110	110	110	110	100
RADDOPPIO SUPERIORE	spess	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	0,0
	largh	100	100	100	100	120	100	100	100	100	0
ALA INFERIORE	spess	4,5	4,5	4,5	4,5	5,5	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
	largh	130	130	130	130	150	130	130	130	130	130
RADDOPPIO INFERIORE	spess	4,0	4,0	4,0	4,0	4,5	4,0	4,0	4,0	4,0	0,0
	largh	110	110	110	110	130	110	110	110	110	0
ANIMA	spess	2,8	2,8	2,8	2,8	3,0	2,8	2,8	2,8	2,8	2,6
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	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	3.032	3.063	3.063	3.219	4.047	3.282	3.126	3.126	3.096	2.153
	y _i (cm)	204	209	209	236	237	232	205	205	200	192
	J _x (cm ⁴)	100.743.798	106.515.086	106.515.086	138.618.727	183.769.818	141.857.965	108.923.482	108.923.482	103.129.720	63.497.596
	J _y (cm ⁴)	2.045.304	2.045.324	2.045.324	2.045.426	3.954.789	2.136.967	2.136.865	2.136.865	2.136.845	1.249.371
	J _{torc} (cm ⁴)	16.525.597	17.507.025	17.507.025	22.877.714	24.227.111	22.877.714	17.488.946	17.488.946	16.525.597	16.443.402
SOLETTA COLLAB. 16,84 Fase 2a	A (cm ²)	3.978	4.009	4.009	4.165	4.993	4.229	4.072	4.072	4.042	3.100
	y _i (cm)	263	269	269	300	291	296	265	265	259	272
	J _x (cm ⁴)	145.337.834	153.287.669	153.287.669	197.249.150	244.779.883	202.597.592	157.402.349	157.402.349	149.402.449	108.058.945
	J _y (cm ⁴)	27.597.567	27.597.587	27.597.587	27.597.689	29.507.053	27.689.230	27.689.128	27.689.128	27.689.108	26.801.635
	J _{torc} (cm ⁴)	38.424.703	40.395.579	40.395.579	51.011.463	53.965.990	51.011.463	40.359.368	40.359.368	38.424.703	38.024.954
SOLETTA COLLAB. 6,24 Fase 3	A (cm ²)	5.586	5.617	5.617	5.773	6.601	5.837	5.680	5.680	5.650	4.707
	y _i (cm)	317	325	325	361	346	357	321	321	314	333
	J _x (cm ⁴)	186.502.816	196.660.270	196.660.270	252.827.718	308.356.359	260.670.837	202.770.533	202.770.533	192.519.270	142.740.926
	J _y (cm ⁴)	71.003.655	71.003.676	71.003.676	71.003.777	72.913.141	71.095.318	71.095.216	71.095.216	71.095.196	70.207.723
	J _{torc} (cm ⁴)	42.388.641	44.538.945	44.538.945	56.100.895	59.688.429	56.100.895	44.499.449	44.499.449	42.388.641	41.899.396
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	805	805	805	805	805	805	805	805	805	805
	M (10 E-04 Nm)	1.085	1.115	1.115	1.269	1.390	1.300	1.143	1.143	1.113	957
SOLETTA COLLAB. 20,70 Fase 2c	Δt/h	2,8	2,7	2,7	2,4	2,1	2,4	2,7	2,7	2,8	3,2
	A (cm ²)	3.802	3.833	3.833	3.989	4.816	4.052	3.896	3.896	3.866	2.923
	y _i (cm)	254	260	260	291	282	286	256	256	250	261
	J _x (cm ⁴)	138.703.878	146.315.565	146.315.565	188.424.274	235.219.919	193.421.047	150.146.635	150.146.635	142.490.142	101.935.081
	J _y (cm ⁴)	22.832.749	22.832.769	22.832.769	22.832.871	24.742.235	22.924.412	22.924.310	22.924.310	22.924.290	22.036.817
SOLETTA COLLAB. 14,93 Fase 2b	J _{torc} (cm ⁴)	37.196.564	39.109.739	39.109.739	49.420.221	52.188.861	49.420.221	39.074.586	39.074.586	37.196.564	36.822.118
	A (cm ²)	4.100	4.130	4.130	4.286	5.114	4.350	4.193	4.193	4.163	3.221
	y _i (cm)	269	275	275	306	296	302	271	271	265	278
	J _x (cm ⁴)	149.559.301	157.726.869	157.726.869	202.883.724	250.957.357	208.463.062	162.027.484	162.027.484	153.806.267	111.872.806
	J _y (cm ⁴)	30.866.477	30.866.497	30.866.497	30.866.599	32.775.962	30.958.140	30.958.038	30.958.038	30.958.018	30.070.544
	J _{torc} (cm ⁴)	39.066.309	41.067.077	41.067.077	51.841.001	54.894.850	51.841.001	41.030.318	41.030.318	39.066.309	38.652.959
	N _{r,tot} (kg)	6,0024E+05									
κ	3,5122E-07	3,4157E-07	3,4157E-07	2,9939E-07	2,5404E-07	2,9736E-07	3,3949E-07	3,3949E-07	3,4892E-07	4,4439E-07	
Δt/h	-3,5	-3,4	-3,4	-3,0	-2,5	-3,0	-3,4	-3,4	-3,4	-3,5	
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)			5,0	5,0	5,0	5,0	5,0			
	φ sup (cm)			2,00	2,00	2,20	2,00	2,00			
	n° sup			28,46	28,46	56,92	28,46	28,46			
	φ inf (cm)			2,00	2,00	2,20	2,00	2,00			
	n° inf			28,46	28,46	56,92	28,46	28,46			
	A (cm ²)			3,242	3,398	4,479	3,461	3,305			
	y _i (cm)			199	225	216	221	195			
J _x (cm ⁴)			112.422.352	146.363.831	201.653.399	149.259.237	114.545.434				

Allargamento Viadotto Clarea - Discesa – Relazione di calcolo impalcato e soletta

ALLINEAMENTI 1-2		C22 dx	C23 sx	C23 dx	C24	C25 sx	C25 dx	C26 sx	C26 dx	C27 sx	
Modello	H(cm)	379,4	379,4	350,0	350,0	350,0	379,4	379,4	433,3	433,3	
ALA	spess	4,0	3,5	3,5	3,5	4,0	4,0	5,5	5,5	5,8	
SUPERIORE	largh	100	100	100	100	100	100	120	120	130	
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,0	
SUPERIORE	largh	0	0	0	0	0	0	0	0	120	
ALA	spess	5,0	4,0	4,0	4,0	4,5	4,5	5,8	5,8	5,8	
INFERIORE	largh	130	110	110	110	110	110	130	130	150	
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,5	
INFERIORE	largh	0	0	0	0	0	0	0	0	130	
ANIMA	spess	2,6	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,8	2,8	3,0	
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	spess	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	
COLLAB.	largh	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	2.013	1.683	1.612	1.612	1.715	1.785	2.445	2.596	3.929	
	y _i (cm)	167	180	166	166	166	180	183	209	205	
	J _x (cm ⁴)	46.827.021	37.990.631	31.565.899	31.565.899	34.559.091	41.520.447	60.896.643	82.034.525	137.689.692	
	J _y (cm ⁴)	1.249.293	735.762	735.728	735.728	832.852	832.886	1.854.557	1.854.655	4.093.938	
	J _{IBC} (cm ⁴)	#RIF!	11.990.803	9.880.922	9.880.922	9.880.922	11.990.803	12.102.477	16.525.597	16.597.499	
SOLETTA COLLAB. 16,84 Fase 2a	A (cm ²)	2.959	2.629	2.558	2.558	2.661	2.732	3.391	3.542	4.875	
	y _i (cm)	241	259	241	241	238	256	243	274	253	
	J _x (cm ⁴)	81.421.977	66.985.128	56.316.875	56.316.875	59.848.258	71.109.812	92.725.825	123.144.878	184.443.032	
	J _y (cm ⁴)	26.801.556	26.288.025	26.287.991	26.287.991	26.385.115	26.385.149	27.406.820	27.406.919	29.646.201	
	J _{IBC} (cm ⁴)	29.120.597	28.811.286	24.458.714	24.458.714	24.458.714	28.811.286	29.391.055	38.424.703	38.778.013	
SOLETTA COLLAB. 6,24 Fase 3	A (cm ²)	4.567	4.237	4.166	4.166	4.269	4.339	4.999	5.150	6.483	
	y _i (cm)	296	312	290	290	287	309	293	330	302	
	J _x (cm ⁴)	107.383.230	86.609.111	72.649.813	72.649.813	77.166.414	91.850.094	119.222.115	158.395.791	232.614.389	
	J _y (cm ⁴)	70.207.644	69.694.113	69.694.079	69.694.079	69.791.203	69.791.237	70.812.908	70.813.007	73.052.289	
	J _{IBC} (cm ⁴)	32.181.857	31.801.582	27.047.034	27.047.034	27.047.034	31.801.582	32.515.119	42.388.641	42.821.991	
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	805	805	805	805	805	805	805	805	805	
	M (10 E-04 Nm)	821	698	633	633	657	723	849	987	1.206	
	Δt/h	3,6	3,8	4,2	4,2	4,1	3,7	3,4	3,0	2,5	
SOLETTA COLLAB. 20,70 Fase 2c	A (cm ²)	2.783	2.452	2.382	2.382	2.485	2.555	3.215	3.366	4.699	
	y _i (cm)	231	248	231	231	229	246	234	265	245	
	J _x (cm ⁴)	76.752.481	63.272.179	53.189.624	53.189.624	56.590.295	67.251.349	88.209.331	117.229.998	177.151.518	
	J _y (cm ⁴)	22.036.738	21.523.207	21.523.173	21.523.173	21.620.297	21.620.331	22.642.002	22.642.100	24.881.383	
	J _{IBC} (cm ⁴)	28.178.964	27.889.484	23.665.669	23.665.669	23.665.669	27.889.484	28.431.915	37.196.564	37.527.300	
SOLETTA COLLAB. 14,93 Fase 2b 2,68E-04	A (cm ²)	3.081	2.750	2.679	2.679	2.782	2.853	3.512	3.663	4.996	
	y _i (cm)	247	265	247	247	244	262	248	280	258	
	J _x (cm ⁴)	84.316.820	69.257.642	58.224.957	58.224.957	61.845.178	73.481.625	95.562.529	126.873.803	189.147.927	
	J _y (cm ⁴)	30.070.465	29.556.935	29.556.901	29.556.901	29.654.025	29.654.059	30.675.730	30.675.828	32.915.111	
	J _{IBC} (cm ⁴)	29.613.254	29.293.257	24.873.922	24.873.922	24.873.922	29.293.257	29.893.154	39.066.309	39.431.765	
	N _{r,tot} (kg)	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05
	κ	5,1307E-07	5,5187E-07	6,0094E-07	6,0094E-07	5,7934E-07	5,3186E-07	4,4924E-07	3,8837E-07	2,9401E-07	2,9401E-07
Δt/h	-5,1	-5,5	-6,0	-6,0	-5,8	-5,3	-4,5	-3,9	-2,9	-2,9	
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)										
	φ sup (cm)										
	n° sup										
	φ inf (cm)										
	n° inf										
	A (cm ²)										
y _i (cm)											
J _x (cm ⁴)											

Allargamento Viadotto Clarea - Discesa – Relazione di calcolo impalcato e soletta

ALLINEAMENTI 1-2		C27 dx	C27Neg sx	C27Neg dx	C28	C29Neg sx	C29Neg dx	C29 sx	C29 dx	C30 sx
Modello	H(cm)	444,1	444,1	500,0	500,0	500,0	443,4	443,4	433,3	433,3
ALA	spess	5,8	5,8	5,8	6,0	5,2	5,2	5,2	5,2	4,0
SUPERIORE	largh	130	130	130	130	130	130	130	130	120
RADDOPPIO	spess	4,0	4,0	4,0	5,5	4,0	4,0	4,0	4,0	0,0
SUPERIORE	largh	120	120	120	120	120	120	120	120	0
ALA	spess	5,8	5,8	5,8	6,0	5,2	5,2	5,2	5,2	5,0
INFERIORE	largh	150	150	150	150	150	150	150	150	150
RADDOPPIO	spess	4,5	4,5	4,5	5,5	4,5	4,5	4,5	4,5	0,0
INFERIORE	largh	130	130	130	130	130	130	130	130	0
ANIMA	spess	3,0	3,0	3,0	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	2,8
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	spess	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
COLLAB.	largh	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	3.961	3.961	4.129	4.725	3.964	3.795	3.795	3.764	2.418
	y _i (cm)	210	210	237	241	237	210	210	205	193
	J _x (cm ⁴)	145.313.543	145.313.543	188.503.288	213.796.042	179.024.452	137.431.974	137.431.974	130.656.088	72.994.091
	J _y (cm ⁴)	4.093.962	4.093.962	4.094.088	4.586.663	3.815.491	3.815.363	3.815.363	3.815.341	1.983.026
	J _{IBC} (cm ⁴)	17.567.160	17.567.160	22.994.227	24.374.250	22.994.227	17.503.531	17.503.531	16.597.499	16.525.597
SOLETTA COLLAB. 16,84 Fase 2a	A (cm ²)	4.907	4.907	5.075	5.671	4.911	4.741	4.741	4.711	3.364
	y _i (cm)	259	259	290	287	292	260	260	255	266
	J _x (cm ⁴)	194.283.118	194.283.118	249.783.731	274.829.811	239.754.906	185.795.110	185.795.110	176.963.641	118.760.270
	J _y (cm ⁴)	29.646.226	29.646.226	29.646.351	30.138.926	29.367.754	29.367.627	29.367.627	29.367.604	27.535.289
	J _{IBC} (cm ⁴)	40.739.026	40.739.026	51.546.155	54.640.561	51.546.155	40.610.655	40.610.655	38.778.013	38.424.703
SOLETTA COLLAB. 6,24 Fase 3	A (cm ²)	6.515	6.515	6.683	7.279	6.518	6.349	6.349	6.318	4.972
	y _i (cm)	309	309	345	338	348	311	311	305	326
	J _x (cm ⁴)	244.898.747	244.898.747	314.136.741	342.164.229	302.537.308	234.940.833	234.940.833	223.870.751	156.622.411
	J _y (cm ⁴)	73.052.314	73.052.314	73.052.439	73.545.014	72.773.842	72.773.715	72.773.715	72.773.692	70.941.378
	J _{IBC} (cm ⁴)	44.964.552	44.964.552	56.752.137	60.519.676	56.752.137	44.824.333	44.824.333	42.821.991	42.388.641
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	805	805	805	805	805	805	805	805	805
	M (10 E-04 Nm)	1.238	1.238	1.402	1.452	1.379	1.214	1.214	1.185	1.014
	Δt/h	2,4	2,4	2,1	2,0	2,2	2,5	2,5	2,5	3,1
SOLETTA COLLAB. 20,70 Fase 2c	A (cm ²)	4.731	4.731	4.899	5.494	4.734	4.564	4.564	4.534	3.188
	y _i (cm)	251	251	281	280	283	252	252	247	256
	J _x (cm ⁴)	186.635.820	186.635.820	240.150.787	265.041.858	230.270.147	178.295.964	178.295.964	169.792.869	112.284.412
	J _y (cm ⁴)	24.881.407	24.881.407	24.881.533	25.374.108	24.602.936	24.602.809	24.602.809	24.602.786	22.770.471
	J _{IBC} (cm ⁴)	39.430.084	39.430.084	49.921.581	52.819.060	49.921.581	39.305.516	39.305.516	37.527.300	37.196.564
SOLETTA COLLAB. 14,93 Fase 2b 2,68E-04	A (cm ²)	5.028	5.028	5.196	5.792	5.032	4.862	4.862	4.832	3.486
	y _i (cm)	264	264	295	292	297	265	265	260	272
	J _x (cm ⁴)	199.219.571	199.219.571	256.014.436	281.200.279	245.877.610	190.625.530	190.625.530	181.580.681	122.824.442
	J _y (cm ⁴)	32.915.135	32.915.135	32.915.261	33.407.836	32.636.664	32.636.536	32.636.536	32.636.514	30.804.199
	J _{IBC} (cm ⁴)	41.422.966	41.422.966	52.393.568	55.593.308	52.393.568	41.292.624	41.292.624	39.431.765	39.066.309
	N _{r,tot} (kg)	6,0024E+05								
	κ	2,8597E-07	2,8597E-07	2,5014E-07	2,3057E-07	2,5809E-07	2,9550E-07	2,9550E-07	3,0326E-07	4,1849E-07
	Δt/h	-2,9	-2,9	-2,5	-2,3	-2,6	-3,0	-3,0	-3,0	-4,2
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)		5,0	5,0	5,0	5,0	5,0			
	φ sup (cm)		2,00	2,00	2,20	2,00	2,00			
	n° sup		28,46	28,46	56,92	28,46	28,46			
	φ inf (cm)		2,00	2,00	2,20	2,00	2,00			
	n° inf		28,46	28,46	56,92	28,46	28,46			
	A (cm ²)		4,140	4,307	5,157	4,143	3,973			
	y _i (cm)		202	228	223	228	201			
J _x (cm ⁴)			151.272.803	196.317.416	232.493.986	186.882.641	143.406.237			

Allargamento Viadotto Clarea - Discesa – Relazione di calcolo impalcato e soletta

ALLINEAMENTI 1-2		C30 dx	C31 sx	C31 dx	C32	C33 sx	C33 dx	C34 sx	C34 dx	C35 sx
Modello	H(cm)	379,4	379,4	350,0	350,0	350,0	379,4	379,4	433,3	433,3
ALA	spess	4,0	4,0	4,0	5,5	5,8	5,8	4,5	4,5	4,0
SUPERIORE	largh	120	120	120	120	120	120	120	120	100
RADDOPPIO	spess	0,0	4,0	4,0	5,0	5,0	5,0	4,0	4,0	0,0
SUPERIORE	largh	0	110	110	110	110	110	110	110	0
ALA	spess	5,0	5,0	5,0	5,8	6,0	6,0	5,0	5,0	5,0
INFERIORE	largh	150	150	150	150	150	150	150	150	130
RADDOPPIO	spess	0,0	4,5	4,5	5,5	5,5	5,5	4,5	4,5	0,0
INFERIORE	largh	0	130	130	130	130	130	130	130	0
ANIMA	spess	2,8	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6
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	spess	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
COLLAB.	largh	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	2.267	3.196	3.120	3.648	3.713	3.789	3.255	3.395	2.153
	y _i (cm)	168	166	153	158	158	172	170	195	192
	J _x (cm ⁴)	53.960.491	86.005.734	72.134.163	87.082.380	88.886.142	105.845.939	88.438.014	118.196.919	63.497.596
	J _y (cm ⁴)	1.982.928	3.250.322	3.250.279	3.985.272	4.084.722	4.084.765	3.322.321	3.322.400	1.249.371
	J _{IBC} (cm ⁴)	12.102.477	12.050.678	9.925.829	9.925.829	9.925.829	12.050.678	12.050.678	16.443.402	16.443.402
SOLETTA COLLAB. 16,84 Fase 2a	A (cm ²)	3.214	4.142	4.066	4.595	4.659	4.736	4.201	4.341	3.100
	y _i (cm)	236	219	203	201	201	217	221	251	272
	J _x (cm ⁴)	89.545.865	125.479.122	106.157.448	120.673.688	122.420.555	144.744.423	126.822.365	167.348.464	108.058.945
	J _y (cm ⁴)	27.535.191	28.802.585	28.802.542	29.537.536	29.636.985	29.637.028	28.874.584	28.874.663	26.801.635
	J _{IBC} (cm ⁴)	29.391.055	29.120.597	24.702.023	24.702.023	24.702.023	29.120.597	29.120.597	38.024.954	38.024.954
SOLETTA COLLAB. 6,24 Fase 3	A (cm ²)	4.821	5.750	5.674	6.202	6.267	6.344	5.809	5.949	4.707
	y _i (cm)	290	269	250	245	244	263	270	305	333
	J _x (cm ⁴)	118.027.141	162.795.249	137.982.515	154.281.408	156.213.151	184.259.524	163.402.472	215.040.464	142.740.926
	J _y (cm ⁴)	70.941.279	72.208.673	72.208.630	72.943.624	73.043.073	73.043.116	72.280.672	72.280.751	70.207.723
	J _{IBC} (cm ⁴)	32.515.119	32.181.857	27.347.459	27.347.459	27.347.459	32.181.857	32.181.857	41.899.396	41.899.396
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	805	805	805	805	805	805	805	805	805
	M (10 E-04 Nm)	873	1.039	957	1.000	1.004	1.088	1.031	1.182	957
	Δt/h	3,5	3,0	3,3	3,1	3,1	2,8	3,0	2,6	3,2
SOLETTA COLLAB. 20,70 Fase 2c	A (cm ²)	3.037	3.966	3.889	4.418	4.483	4.559	4.025	4.165	2.923
	y _i (cm)	226	211	196	195	195	210	214	242	261
	J _x (cm ⁴)	84.589.458	119.545.155	101.066.640	115.499.348	117.239.277	138.713.827	121.031.815	159.875.297	101.935.081
	J _y (cm ⁴)	22.770.373	24.037.767	24.037.724	24.772.717	24.872.167	24.872.210	24.109.766	24.109.845	22.036.817
	J _{IBC} (cm ⁴)	28.431.915	28.178.964	23.893.163	23.893.163	23.893.163	28.178.964	28.178.964	36.822.118	36.822.118
SOLETTA COLLAB. 14,93 Fase 2b 2,68E-04	A (cm ²)	3.335	4.263	4.187	4.716	4.781	4.857	4.322	4.462	3.221
	y _i (cm)	242	224	208	206	205	222	226	256	278
	J _x (cm ⁴)	92.643.498	129.266.553	109.402.360	124.000.062	125.754.417	148.628.738	130.522.031	172.134.086	111.872.806
	J _y (cm ⁴)	30.804.101	32.071.495	32.071.452	32.806.445	32.905.895	32.905.938	32.143.494	32.143.573	30.070.544
	J _{IBC} (cm ⁴)	29.893.154	29.613.254	25.125.770	25.125.770	25.125.770	29.613.254	29.613.254	38.652.959	38.652.959
	N _{r,tot} (kg)	6,0024E+05								
	κ	4,8383E-07	3,8509E-07	4,2097E-07	3,7669E-07	3,7192E-07	3,3979E-07	3,7700E-07	3,2535E-07	4,4439E-07
Δt/h	-4,8	-3,9	-4,2	-3,8	-3,7	-3,4	-3,8	-3,3	-4,4	
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)									
	φ sup (cm)									
	n° sup									
	φ inf (cm)									
	n° inf									
	A (cm ²)									
y _i (cm)										
J _x (cm ⁴)										

Allargamento Viadotto Clarea - Discesa – Relazione di calcolo impalcato e soletta

ALLINEAMENTI 1-2		C35 dx	C35Neg sx	C35Neg dx	C36	C37 sx	C37 dx
Modello	H(cm)	443,4	443,4	500,0	500,0	500,0	445,1
ALA	spess	4,0	4,0	4,0	3,0	2,5	2,5
SUPERIORE	largh	100	100	100	90	80	80
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
SUPERIORE	largh	0	0	0	0	0	0
ALA	spess	5,0	5,0	5,0	3,5	3,0	3,0
INFERIORE	largh	130	130	130	110	90	90
RADDOPPIO	spess	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
INFERIORE	largh	0	0	0	0	0	0
ANIMA	spess	2,6	2,6	2,6	2,6	2,4	2,4
PREDALLE	spess	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
SOLETTA	spess	33	33	33	33	33	33
SOLETTA	spess	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0	28,0
COLLAB.	largh	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2	569,2
SEZIONE METALLICA	A (cm ²)	2.179	2.179	2.327	1.938	1.657	1.525
	y _i (cm)	197	197	224	235	240	213
	J _x (cm ⁴)	66.962.075	66.962.075	88.466.115	66.032.172	53.057.417	39.827.830
	J _y (cm ⁴)	1.249.386	1.249.386	1.249.469	571.181	289.486	289.423
	J _{torc} (cm ⁴)	17.336.827	17.336.827	22.744.735	23.839.657	23.066.192	17.754.929
SOLETTA COLLAB. 16,84 Fase 2a	A (cm ²)	3.126	3.126	3.273	2.885	2.603	2.471
	y _i (cm)	277	277	309	328	341	309
	J _x (cm ⁴)	113.535.793	113.535.793	147.167.194	117.213.001	100.103.426	76.825.931
	J _y (cm ⁴)	26.801.649	26.801.649	26.801.732	26.123.444	25.841.750	25.841.686
	J _{torc} (cm ⁴)	39.805.331	39.805.331	50.408.131	52.229.961	50.505.893	40.253.516
SOLETTA COLLAB. 6,24 Fase 3	A (cm ²)	4.734	4.734	4.881	4.492	4.211	4.079
	y _i (cm)	340	340	378	397	409	370
	J _x (cm ⁴)	150.019.250	150.019.250	194.756.421	154.782.581	131.611.219	100.388.732
	J _y (cm ⁴)	70.207.738	70.207.738	70.207.820	69.529.532	69.247.838	69.247.774
	J _{torc} (cm ⁴)	43.838.840	43.838.840	55.367.791	57.559.906	55.475.057	44.335.561
GRADIENTE TERMICO 15	N (10 E-04 N)	805	805	805	805	805	805
	M (10 E-04 Nm)	983	983	1.132	984	884	756
	Δt/h	3,1	3,1	2,8	3,0	3,2	3,6
SOLETTA COLLAB. 20,70 Fase 2c	A (cm ²)	2.949	2.949	3.097	2.708	2.427	2.295
	y _i (cm)	266	266	297	316	328	297
	J _x (cm ⁴)	107.115.175	107.115.175	138.939.834	110.379.316	94.110.304	72.237.476
	J _y (cm ⁴)	22.036.831	22.036.831	22.036.914	21.358.626	21.076.931	21.076.868
	J _{torc} (cm ⁴)	38.551.190	38.551.190	48.854.099	50.564.592	48.946.841	38.982.461
SOLETTA COLLAB. 14,93 Fase 2b 2,68E-04	A (cm ²)	3.247	3.247	3.394	3.006	2.724	2.593
	y _i (cm)	284	284	317	336	349	316
	J _x (cm ⁴)	117.537.718	117.537.718	152.317.442	121.437.902	103.766.797	79.613.454
	J _y (cm ⁴)	30.070.559	30.070.559	30.070.642	29.392.354	29.110.659	29.110.596
	J _{torc} (cm ⁴)	40.459.889	40.459.889	51.217.732	53.098.764	51.317.970	40.916.792
	N _{r,tot} (kg)	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05	6,0024E+05
κ	4,3337E-07	4,3337E-07	3,7977E-07	4,3033E-07	4,6787E-07	5,3113E-07	
Δt/h	-4,3	-4,3	-3,8	-4,3	-4,7	-5,3	
SEZIONE METALLICA + FERRI	predalle (cm)		5,0	5,0	5,0	5,0	5,0
	φ sup (cm)		2,00	2,00	2,20	2,00	2,00
	n° sup		28,46	28,46	56,92	28,46	28,46
	φ inf (cm)		2,00	2,00	2,20	2,00	2,00
	n° inf		28,46	28,46	56,92	28,46	28,46
	A (cm ²)		2.358	2.505	2.371	1.836	1.704
	y _i (cm)		184	209	196	218	193
	J _x (cm ⁴)		71.983.528	95.181.921	82.275.725	60.800.023	45.727.094

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 180x18 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 180x18 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 180x15. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 300 cm.

4.4.2.2 Traverso di campata tipo DC2

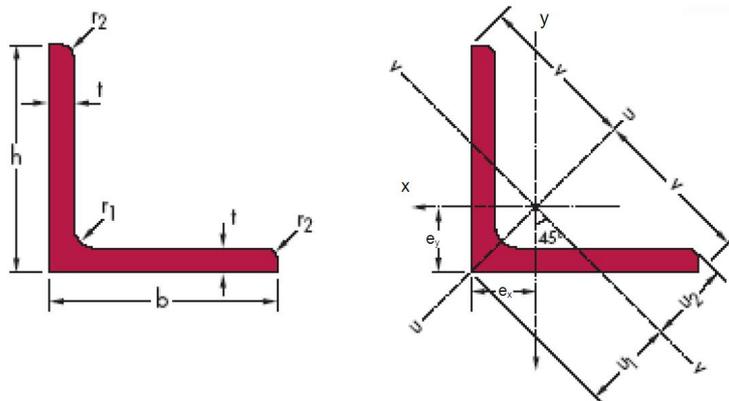
Il traverso di campata tipo DC2 è composto da 2 elementi angolari tipo L 200x22 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 200x22 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 200x22. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 300 cm.

4.4.2.3 Traverso di campata tipo DC3

Il traverso di campata tipo DC3 è composto da 2 elementi angolari tipo L 180x18 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 180x18 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 180x18. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave variabile da circa 350 a 500 cm.

4.4.2.4 Traverso di campata tipo DC4

Il traverso di campata tipo DC4 è composto da 2 elementi angolari tipo L 150x15 posti superiormente, 2 elementi angolari tipo L 150x15 posti inferiormente, collegati da 2+2 elementi angolari diagonali tipo L 150x15. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave variabile da circa 350 a 500 cm.



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	4	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
L 180x18	180	180	18	18	9,0	48,6	61,91	4	5,10	1.866	144,7	5,49
L 200x22	200	200	22	22	9,0	65,6	83,50	4	5,76	3.094	217,3	6,09

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI TRAVERSI DI CAMPATA																
Diaframmi di campata																
	Corrente Superiore	Corrente Inferiore	h trave [cm]	S Irrig. [cm]	A1 [cmq]	e1 [cm]	d1 [cm]	J1 [cm4]	A2 [cmq]	e2 [cm]	d2 [cm]	J2 [cm4]	Atot [cmq]	yg [cm]	J3-3 [cm4]	J2-2 [cm4]
DC1	2L 180x18	2L 180x18	300,00	2,50	61,90	5,10	17,50	1.866,0	61,90	5,10	17,50	1.866,0	247,6	150	4.026.200	17.448
DC2	2L 200x22	2L 200x22	300,00	3,50	83,50	5,76	17,50	3.094,0	83,50	5,76	17,50	3.094,0	334,0	150	5.377.427	31.214
DC1	2L 180x18	2L 180x18	364,00	3,00	61,90	5,10	17,50	1.866,0	61,90	5,10	17,50	1.866,0	247,6	182	6.298.574	18.249
DC3	2L 180x18	2L 180x18	475,00	3,00	61,90	5,10	17,50	1.866,0	61,90	5,10	17,50	1.866,0	247,6	238	11.442.130	18.249
DC3	2L 180x18	2L 180x18	500,00	3,50	61,90	5,10	17,50	1.866,0	61,90	5,10	17,50	1.866,0	247,6	250	12.811.048	19.082
DC3	2L 180x18	2L 180x18	495,00	3,00	61,90	5,10	17,50	1.866,0	61,90	5,10	17,50	1.866,0	247,6	248	12.531.074	18.249
DC4	2L 150x15	2L 150x15	467,00	3,00	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	234	7.719.326	9.282
DC4	2L 150x15	2L 150x15	442,00	3,00	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	221	6.835.265	9.282
DC4	2L 150x15	2L 150x15	420,00	2,60	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	210	6.101.774	8.893
DC4	2L 150x15	2L 150x15	400,00	2,60	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	200	5.471.101	8.893
DC4	2L 150x15	2L 150x15	384,00	2,60	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	192	4.991.342	8.893
DC4	2L 150x15	2L 150x15	371,00	2,40	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	186	4.617.756	8.704
DC4	2L 150x15	2L 150x15	360,00	2,40	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	180	4.313.003	8.704
DC4	2L 150x15	2L 150x15	352,00	2,40	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	176	4.097.903	8.704
DC4	2L 150x15	2L 150x15	350,00	2,40	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	175	4.044.988	8.704
DC4	2L 150x15	2L 150x15	468,00	3,00	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	234	7.755.807	9.282
DC4	2L 150x15	2L 150x15	445,00	3,00	43,02	4,25	17,50	898,1	43,02	4,25	17,50	898,1	172,1	223	6.938.513	9.282

A titolo di esempio si riporta il calcolo delle caratteristiche geometriche del diaframma DC1, la cui configurazione finale è la seguente:

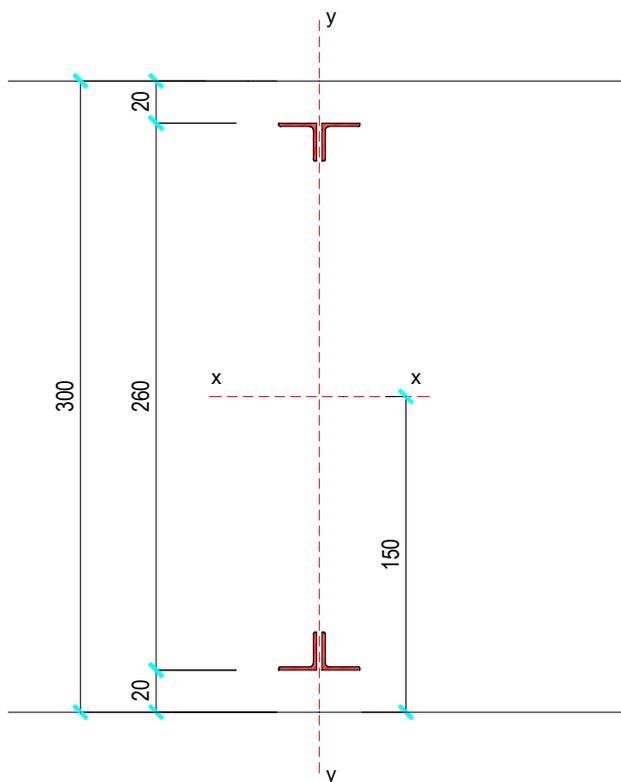


Figura 3 – Sezione trasversale tipo DC1

Area

$$A = 4 \cdot 61,91 = 247,64 \text{ cm}^2$$

Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 4 \cdot [1.866,00 + 61,91 \cdot (150,00 - 5,10)^2] = 4.026.200 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = 4 \cdot [1.866,00 + 61,91 \cdot (5,10 + 1,25)^2] = 17.448 \text{ cm}^4$$

4.4.2.5 Traverso di spalla SP2

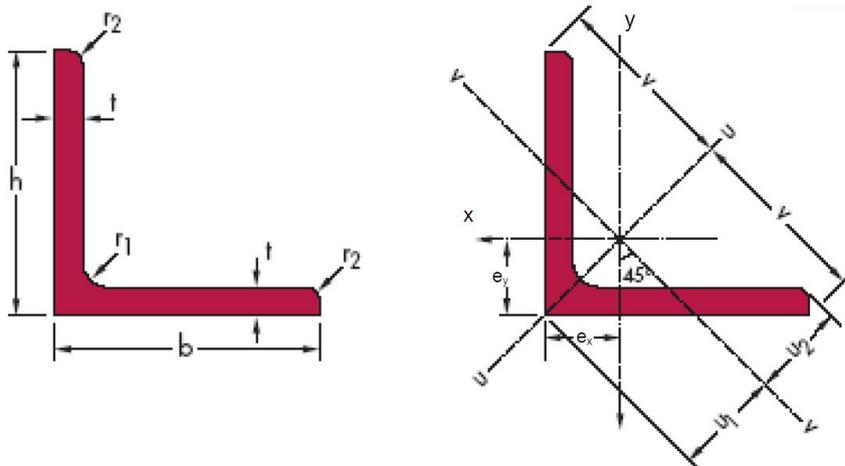
I traversi di pile e spalle sono composti da 4 elementi angolari tipo L 200x24 posti superiormente, 4 elementi angolari tipo L 200x24 posti inferiormente, collegati da 4+4 elementi angolari diagonali tipo L 200x24.

4.4.2.6 Traverso di pila IP1

I traversi di pile e spalle sono composti da 4 elementi angolari tipo L 180x16 posti superiormente, 4 elementi angolari tipo L 180x16 posti inferiormente, collegati da 4+4 elementi angolari diagonali tipo L 180x16. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 300 cm.

4.4.2.7 Traverso di pila IP2-IP5

I traversi di pile e spalle sono composti da 4 elementi angolari tipo L 180x16 posti superiormente, 4 elementi angolari tipo L 180x16 posti inferiormente, collegati da 4+4 elementi angolari diagonali tipo L 180x16. Tale tipologia di traverso è associata ad un'altezza trave dell'ordine di 500 cm.



Caratteristiche geometriche dei profilati singoli:

Profilo	DIMENSIONI					Peso G	Sez. A	Cl.	Baric $e_x=e_y$ cm	Valori statici relativi agli assi yy-zz		
	h	b	t	r_1	r_2					$J_x=J_y$ cm ⁴	$W_x=W_y$ cm ³	$\rho_x=\rho_y$ cm
	mm	mm	mm	mm	mm					kg/m	cm ²	cm
L 200x24	200	200	24	18	9,0	71,1	90,59	2	5,84	3.331	235,2	6,06
L 180x16	180	180	16	18	9,0	43,5	55,39	4	5,02	1.682	129,7	5,51

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DEI TRAVERSI DI PILE E SPALLA																
Diaframmi di pile e spalle		h trav.	S Irrig.	A1	e1	d1	J1	A2	e2	d2	J2	Atot	yg	J3-3	J2-2	
Corrente Superiore	Corrente Inferiore	[cm]	[cm]	[cmq]	[cm]	[cm]	[cm4]	[cmq]	[cm]	[cm]	[cm4]	[cmq]	[cm]	[cm4]	[cm4]	
D Sp	4L 200x24	4L 200x24	300,00	3,50	90,60	5,84	15,00	3.331,0	90,60	5,84	15,00	3.331,0	724,8	150	9.363.900	68.363
D IP1	4L 180x16	4L 180x16	300,00	3,50	55,40	5,02	15,00	1.682,0	55,40	5,02	15,00	1.682,0	443,2	150	5.718.058	33.769
D IP2-5	4L 180x16	4L 180x16	500,00	4,00	55,40	5,02	15,00	1.682,0	55,40	5,02	15,00	1.682,0	443,2	250	20.142.838	35.297

A titolo di esempio si riporta il calcolo delle caratteristiche geometriche del diaframma DSP2, la cui configurazione finale è la seguente:

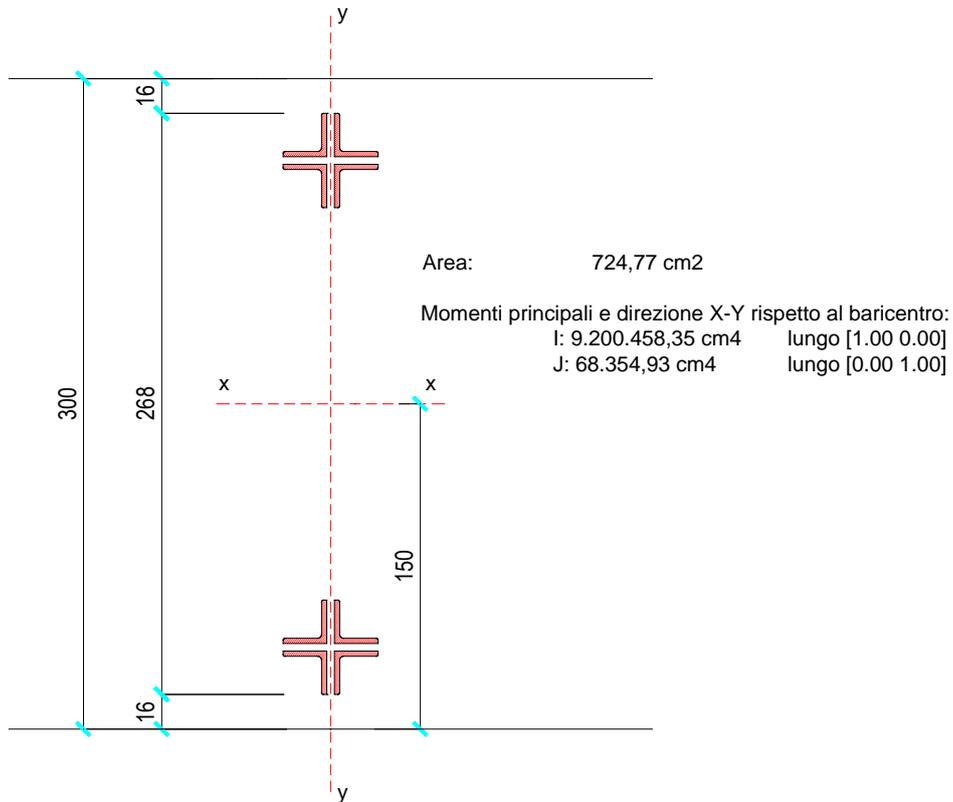


Figura 4 – Sezione trasverso di spalla DSP2

Area

$$A = 8 \cdot 90,596 = 724,77 \text{ cm}^2$$

Momenti di inerzia baricentrici

$$J_{x-x} = 4 \cdot \left[3.331,00 + 90,596 \cdot (150 - 16 - 20 + 5,84)^2 \right] + 4 \cdot \left[3.331,00 + 90,596 \cdot (150 - 16 - 20 - 3,5 - 5,84)^2 \right] = 9.200.458 \text{ cm}^4$$

$$J_{y-y} = 8 \cdot \left[3.331,00 + 90,596 \cdot (5,84 + 1,75)^2 \right] = 68.355 \text{ cm}^4$$

4.4.3 Inerzia torsionale

In prima fase, per peso proprio acciaio e soletta la rigidezza 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:

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

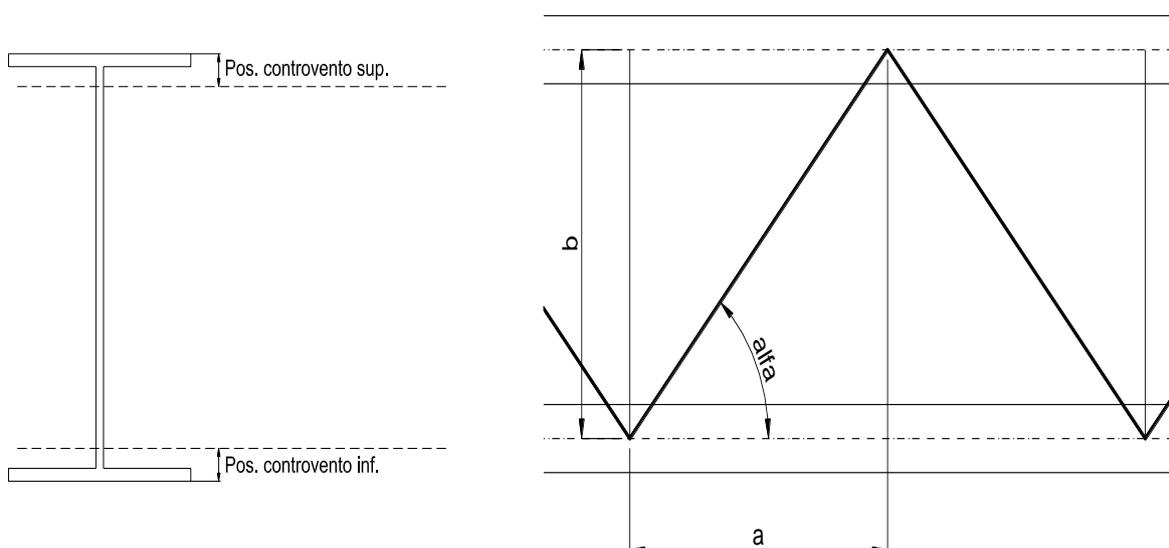


Figura 5 – Schematizzazione campo controventato

dove:

a, b dimensioni campo controventato

A area di un controvento

α angolazione controvento rispetto all'asse longitudinale della trave

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 40% 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 due ripartizioni. In particolare:

- Campata da SP2 a IP2 \rightarrow $L=10,493 \text{ m}$
- Campata da IP2 a IP5 \rightarrow $L=11,384 \text{ m}$

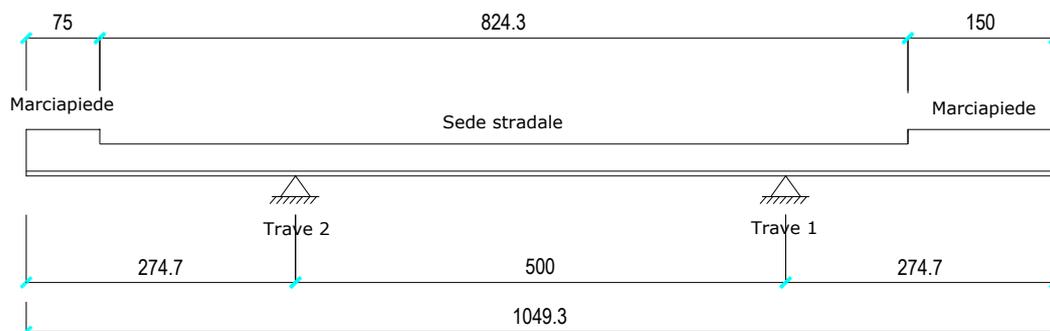


Figura 6 – Sezione trasversale schematizzata su campata da SP2 a IP2

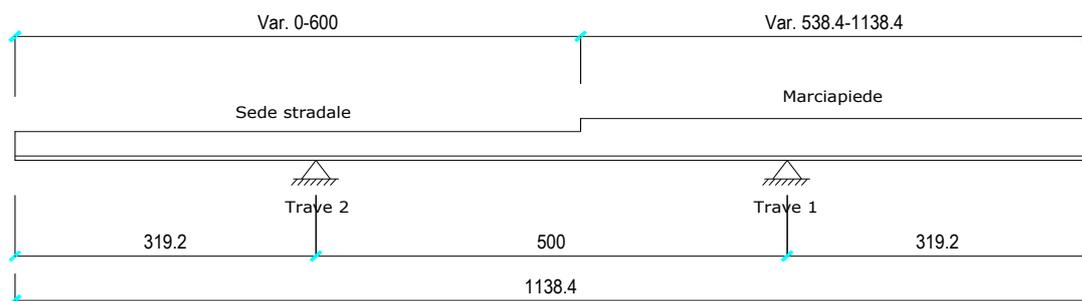


Figura 7 – Sezione trasversale schematizzata su campata da IP2 a IP5

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:

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

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

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

Da spalla SP2 a pila IP2

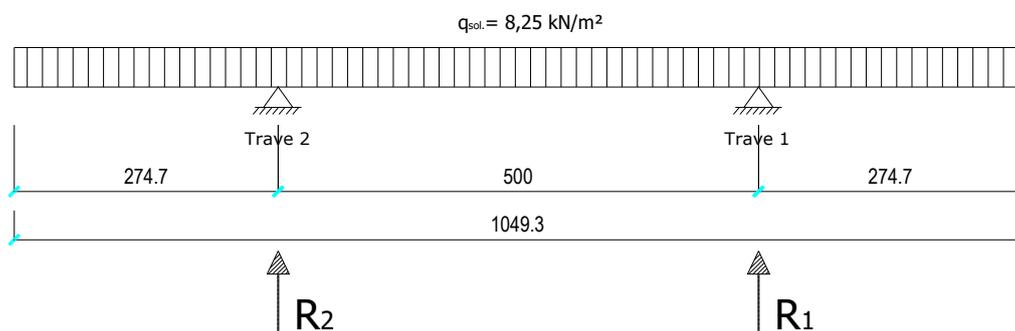


Figura 8 – Ripartizione carichi soletta da SP2 a IP2

Da pila IP2 alla parte finale dell'impalcato

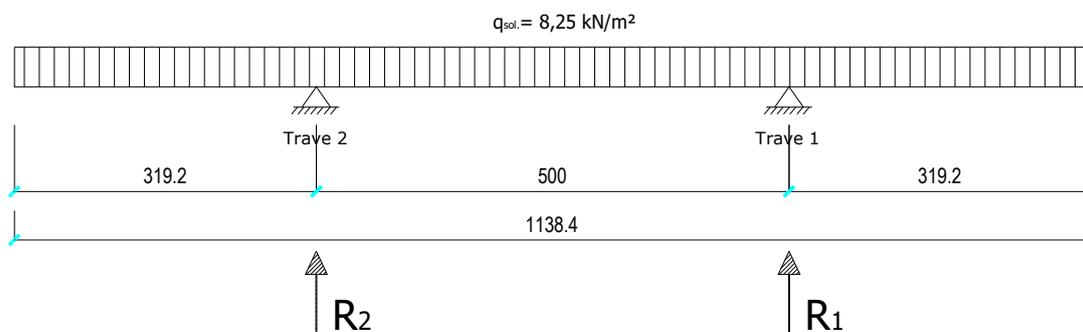


Figura 9 – Ripartizione carichi soletta da IP2 alla fine

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Soletta	L_{sol} [cm]	R_1 [kN/m]	R_2 [kN/m]
Da SP2 a IP2	1.049,3	43,25	43,25
Da IP2 alla fine	1,138,4	46,95	46,95

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

Da spalla SP2 a pila IP2

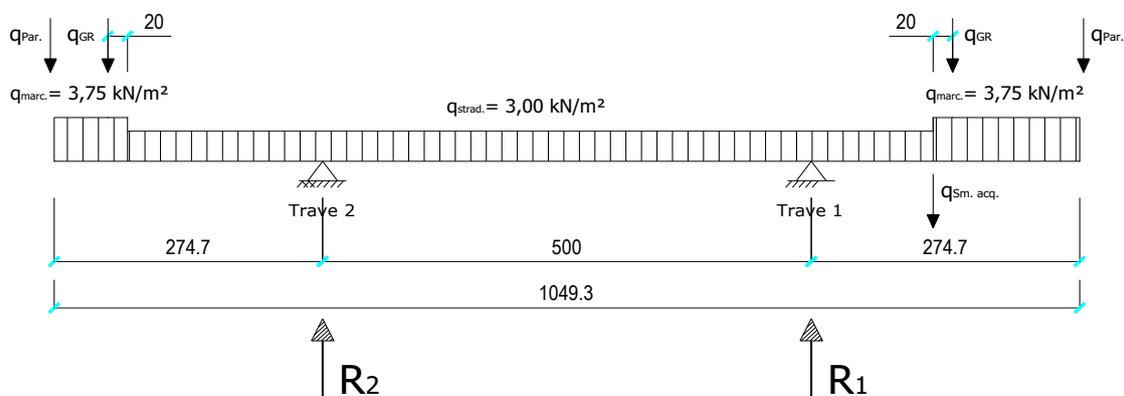


Figura 10 – Ripartizione carichi permanenti da SP2 a IP2

In seguito alla variazione della sezione trasversale si rende necessario procedere in tre sottoripartizioni:

Da mezzeria campata 3 a mezzeria campata 5

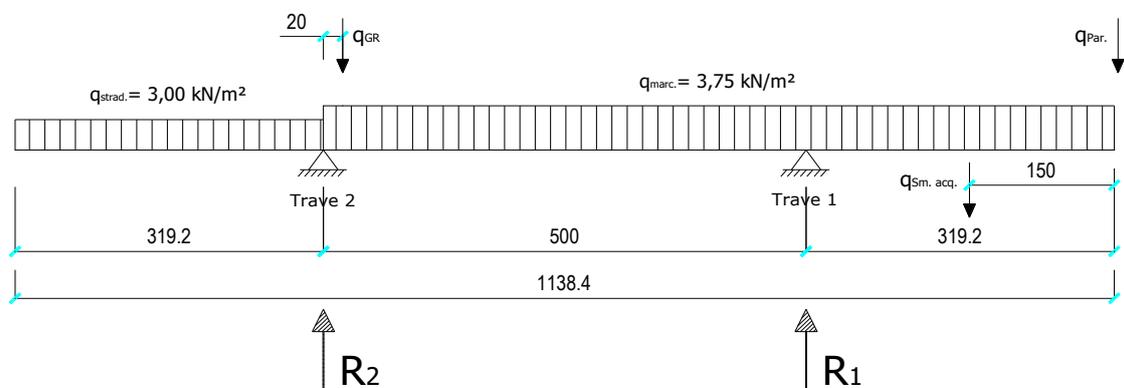


Figura 11 – Ripartizione carichi permanenti da mezzeria campata 3 a mezzeria campata 5

Da pila IP2 a mezzeria campata 3

Si procede mediante interpolazione lineare.

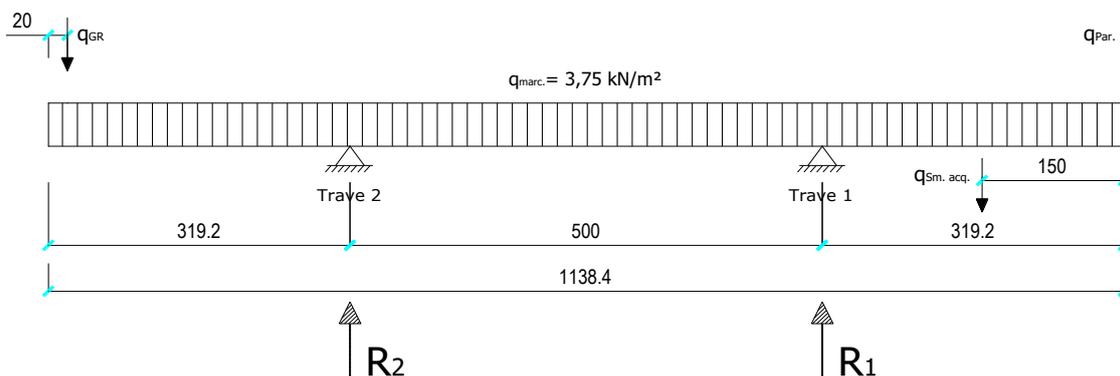
Da mezzeria campata 5 alla parte finale dell'impalcato

Figura 12 – Ripartizione carichi permanenti da mezzeria campata 5 alla parte finale dell'impalcato

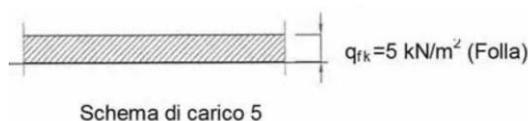
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Permanenti	$L_{sol.}$ [cm]	R_1 [kN/m]	R_2 [kN/m]
Da SP2 a IP2	1.049,3	20,45	19,22
Da IP2 a 1/2 Campata 3	1,138,4	18,92	22,56
Da 1/2 Campata 3 a 1/2 Campata 5	1,138,4	18,50	25,29
Da 1/2 Campata 5 alla fine	1,138,4	20,22	24,47

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.

Il carico folla è stato assegnato come carico viaggiante per poter cogliere mediante modellazione gli effetti dovuti alle combinazioni dei carichi su ciascuna campata assumendo un ideale carico unitario; le reazioni possono quindi essere considerate come coefficienti che definiscono le aliquote di trasmissione dei carichi agenti sull'impalcato alle travi principali.

Si precisa inoltre che nella ripartizione a partire dalla pila IP2, si è considerato a favore di sicurezza una larghezza della sede stradale di 6,00 m (equivalente alla larghezza di due corsie di carico).

Da spalla SP2 a pila IP2

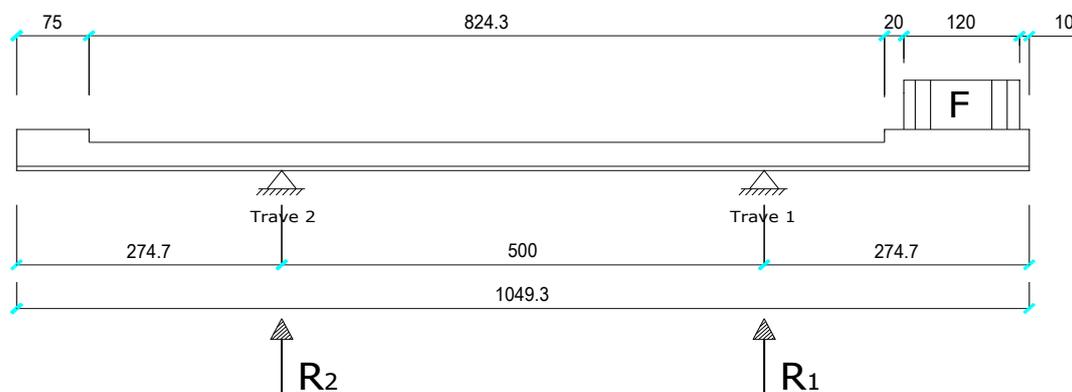


Figura 13 – Ripartizione carichi folla da SP2 a IP2

Da pila IP2 alla parte finale dell'impalcato

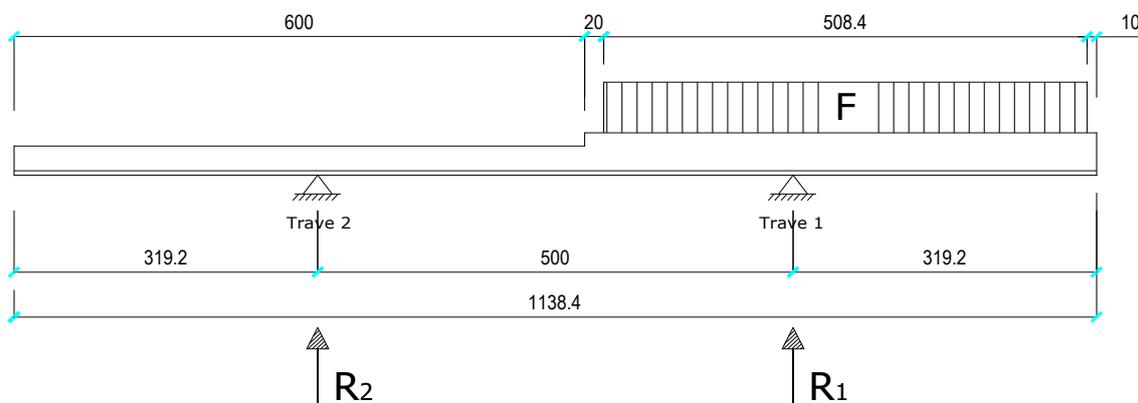


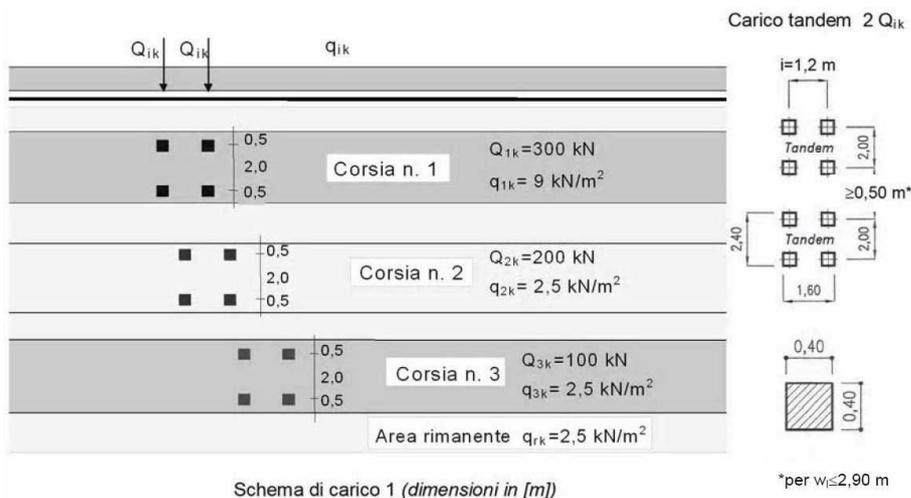
Figura 14 – Ripartizione carichi folla da IP2 alla fine

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Folla	L_{sol} [cm]	R_1	R_2
Da SP2 a IP2	1.049,3	1,41	-0,41
Da IP2 alla fine	1,138,4	1,10	-0,10

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.

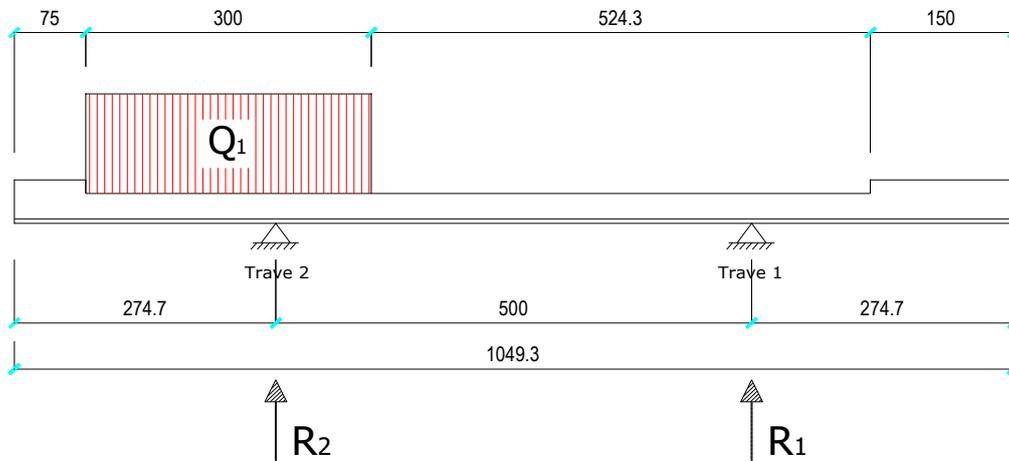
5.4.2.1 Condizioni di carico trasversali

Lo schema di calcolo adottato è quello di trave continua con sbalzi laterali, caricata di volta in volta da carichi distribuiti della larghezza di $3,00 \text{ m}$, 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.

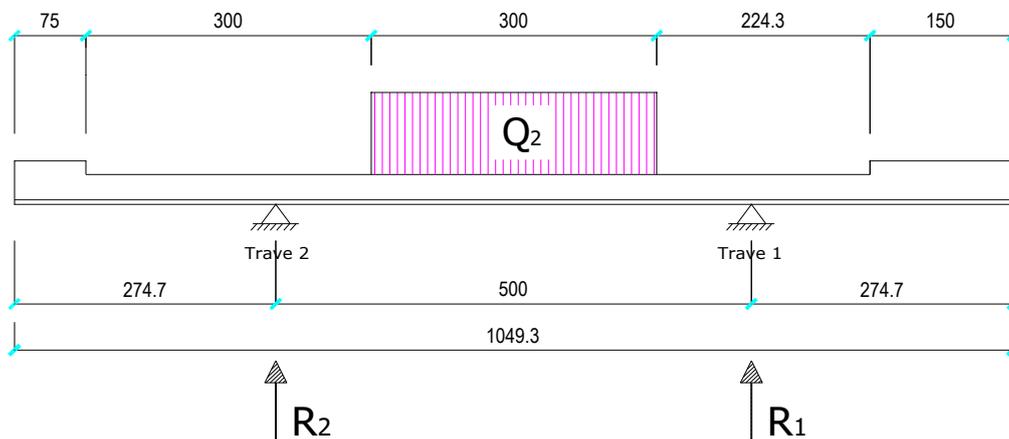
Inoltre sono state differenziate due condizioni:

- Carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato trave 1;
- Carichi accidentali mezzi sbilanciati sul lato trave 2.

Da spalla SP2 a pila IP2Condizione 1 – 1° corsia di carico*Figura 15 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 1*

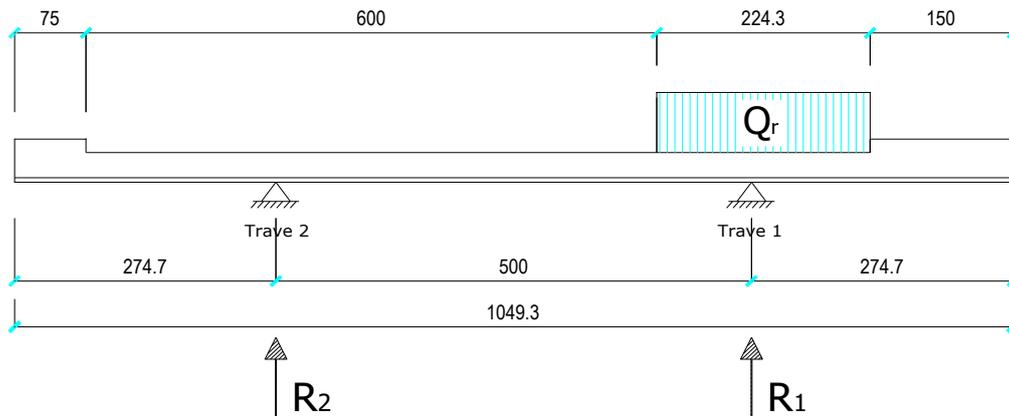
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 1-1	1.049,3	-0,10	1,10

Condizione 1 – 2° corsia di carico*Figura 16 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia 2*

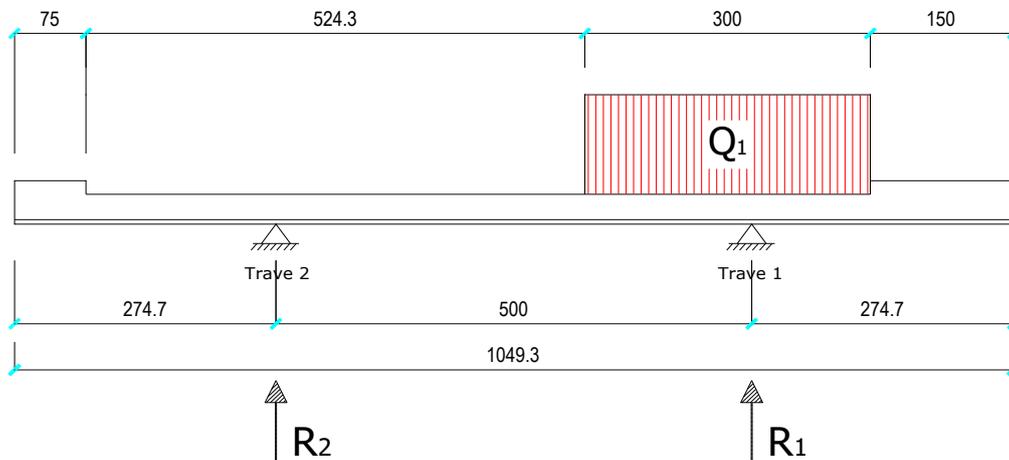
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 2-1	1.049,3	0,50	0,50

Condizione 1 – Corsia rimanente di carico*Figura 17 – Ripartizione carichi accidentali condizione 1 – corsia R*

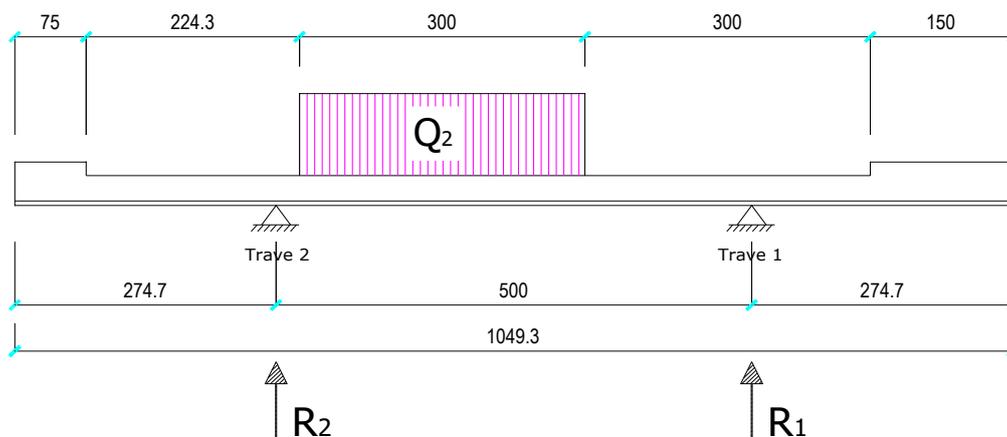
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q R-1	1.049,3	1,03	-0,03

Condizione 2 – 1° corsia di carico*Figura 18 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 1*

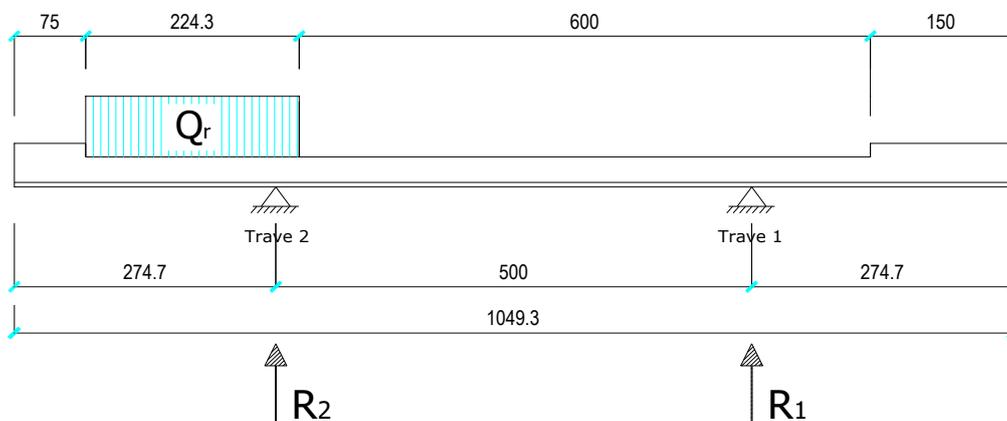
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 1-2	1.049,3	0,95	0,05

Condizione 2 – 2° corsia di carico*Figura 19 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia 2*

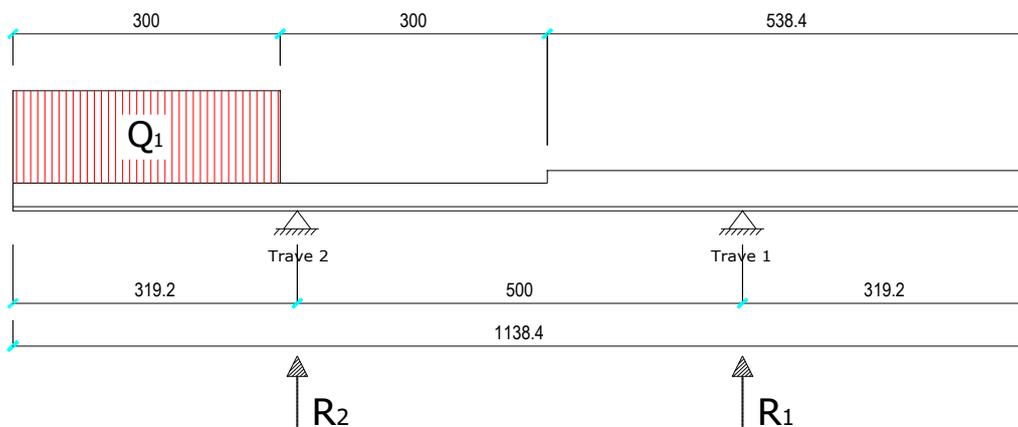
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 2-2	1.049,3	0,35	0,65

Condizione 2 – Corsia rimanente di carico*Figura 20 – Ripartizione carichi accidentali condizione 2 – corsia R*

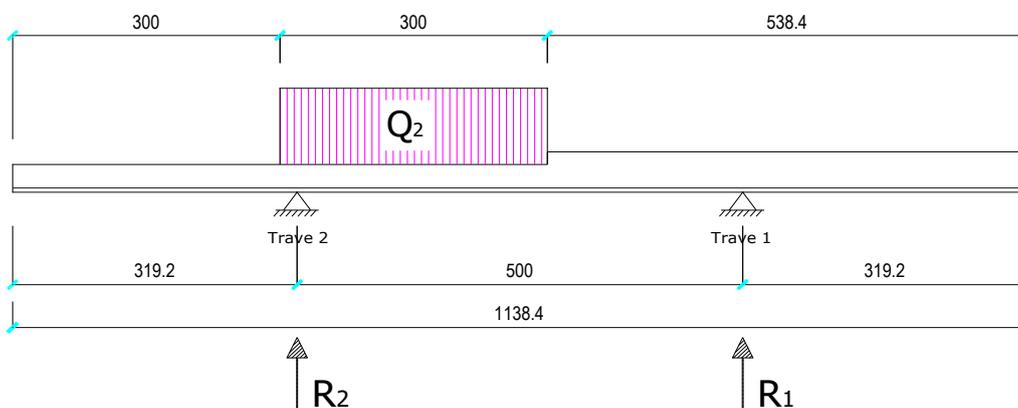
Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q R-2	1.049,3	-0,18	1,18

Da pila IP2 alla parte finale dell'impalcatoCondizione 3 – 1° corsia di carico*Figura 21 – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 1*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 1-3	1.138,4	-0,34	1,34

Condizione 3 – 2° corsia di carico*Figura 22 – Ripartizione carichi accidentali condizione 3 – corsia 2*

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 2-3	1.138,4	0,26	0,74

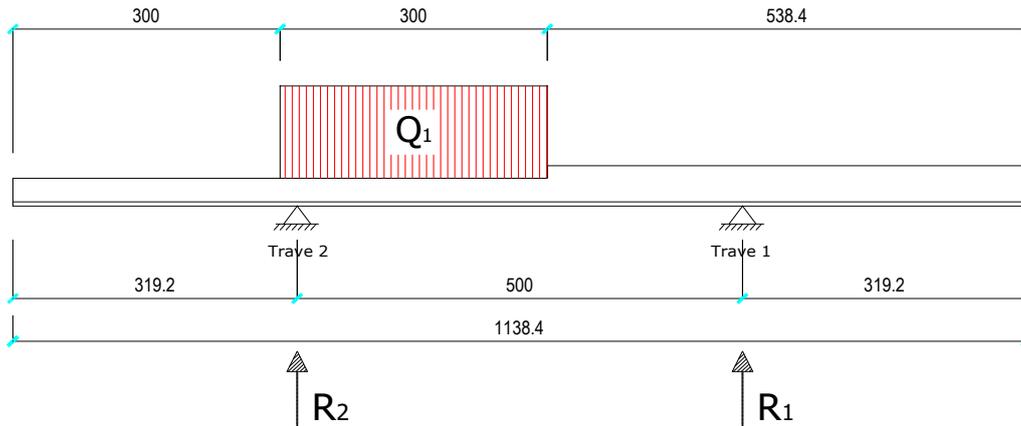
Condizione 4 – 1° corsia di carico

Figura 23 – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia 1

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 1-4	1.138,4	0,26	0,74

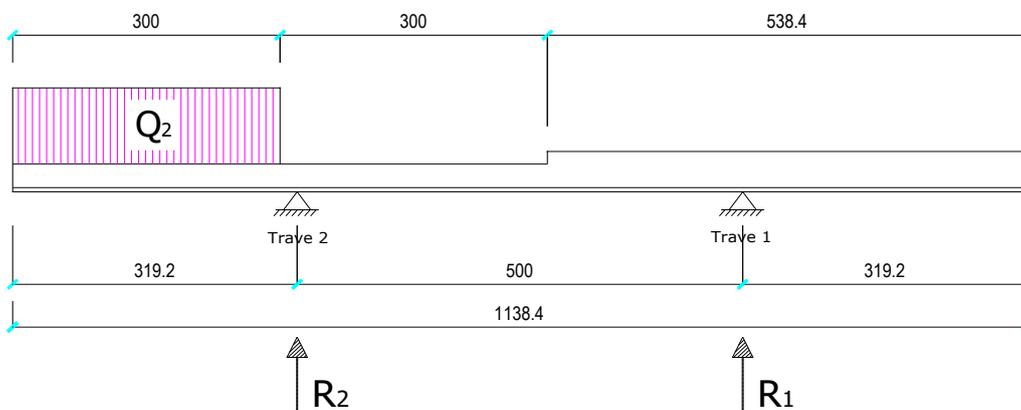
Condizione 4 – 2° corsia di carico

Figura 24 – Ripartizione carichi accidentali condizione 4 – corsia 2

Di seguito si ripartiscono i carichi sulle travi:

Accidentali	$L_{sol.}$ [cm]	R_1	R_2
Q 2-4	1.138,4	-0,34	1,34

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.

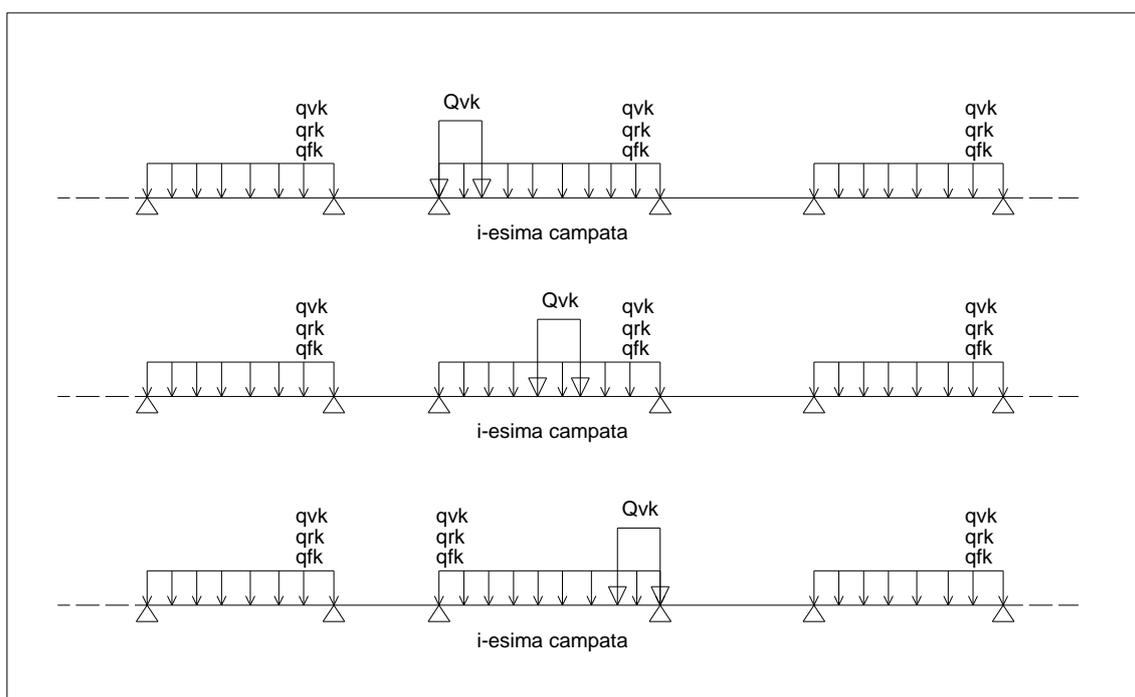


Figura 25 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente positivo in campata

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.

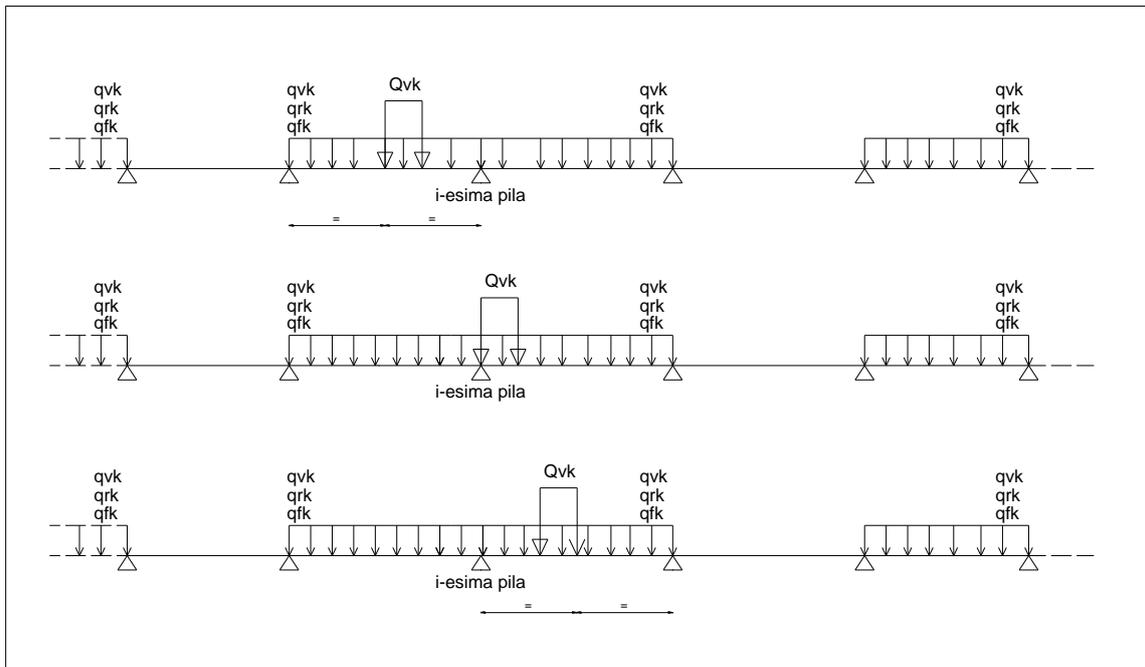


Figura 26 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il momento flettente negativo in pila

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.

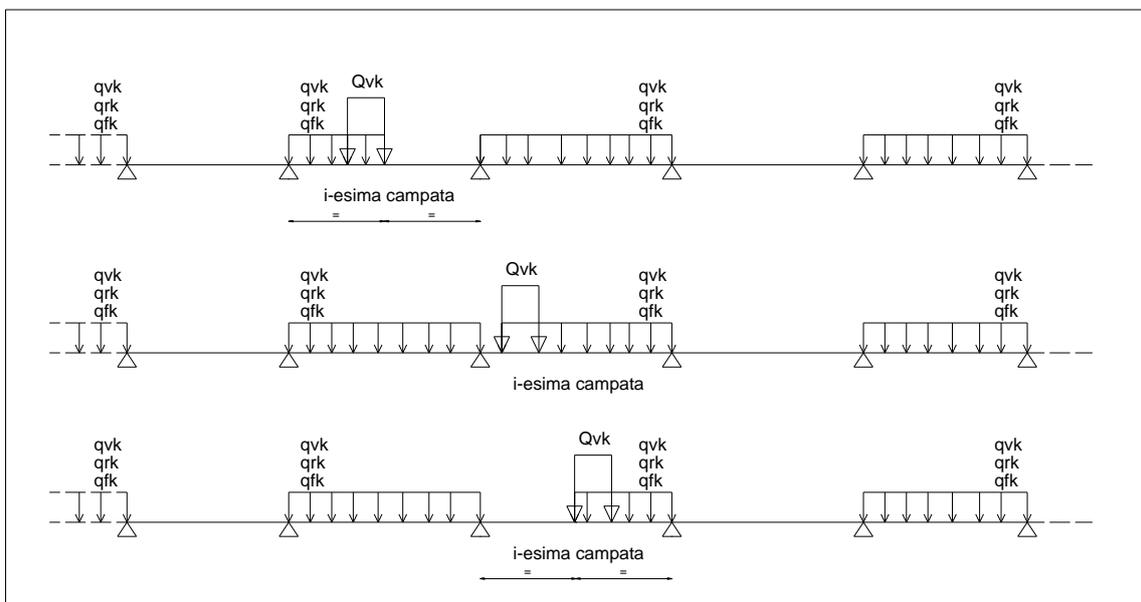
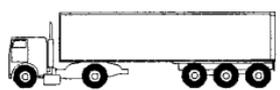
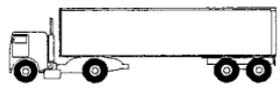


Figura 27 – Disposizione dei carichi mobili per massimizzare il taglio

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
		3,20	90	A
		5,20	180	B
		1,30	120	C
		1,30	120	C
		3,40	90	A
		6,00	190	B
		1,80	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.

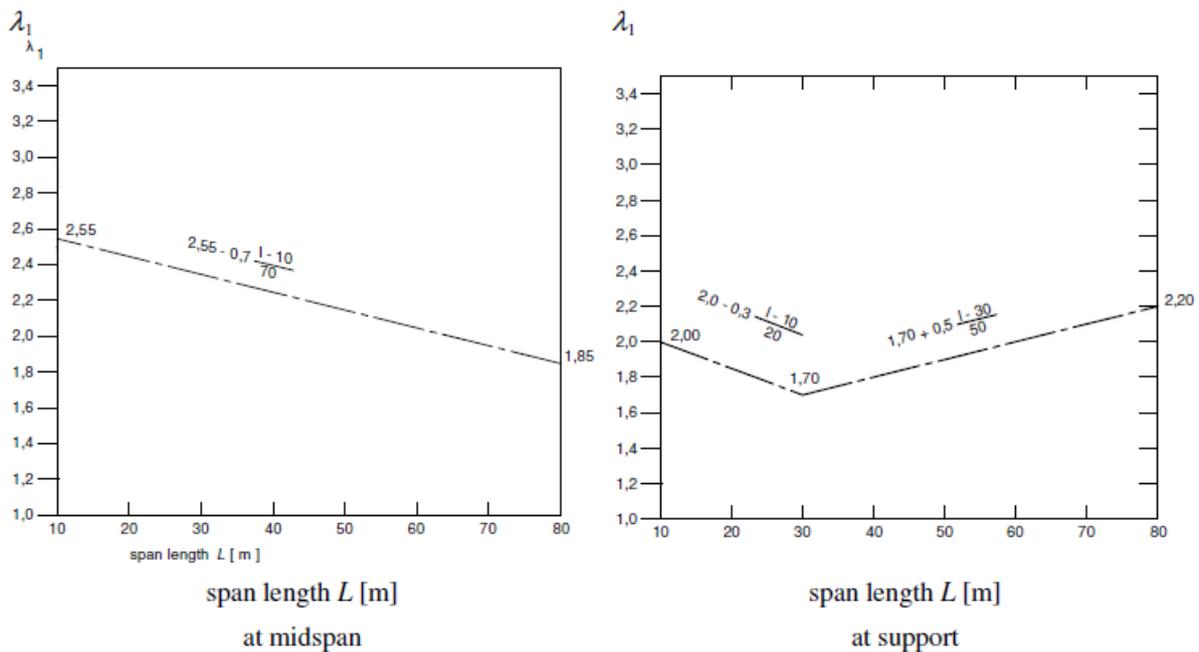
Con riferimento alla tabella seguente, tratta dal DM 14/01/2008, o indifferentemente da EN 1991-2, cap. 4.6.1.(3), la strada ospitata dalla struttura in esame viene assunta di categoria 2 (Strade ed autostrade caratterizzate da traffico pesante di media intensità).

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 $\lambda_2 - \lambda_{v2}$:

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 $\lambda_4 - \lambda_{v4}$:

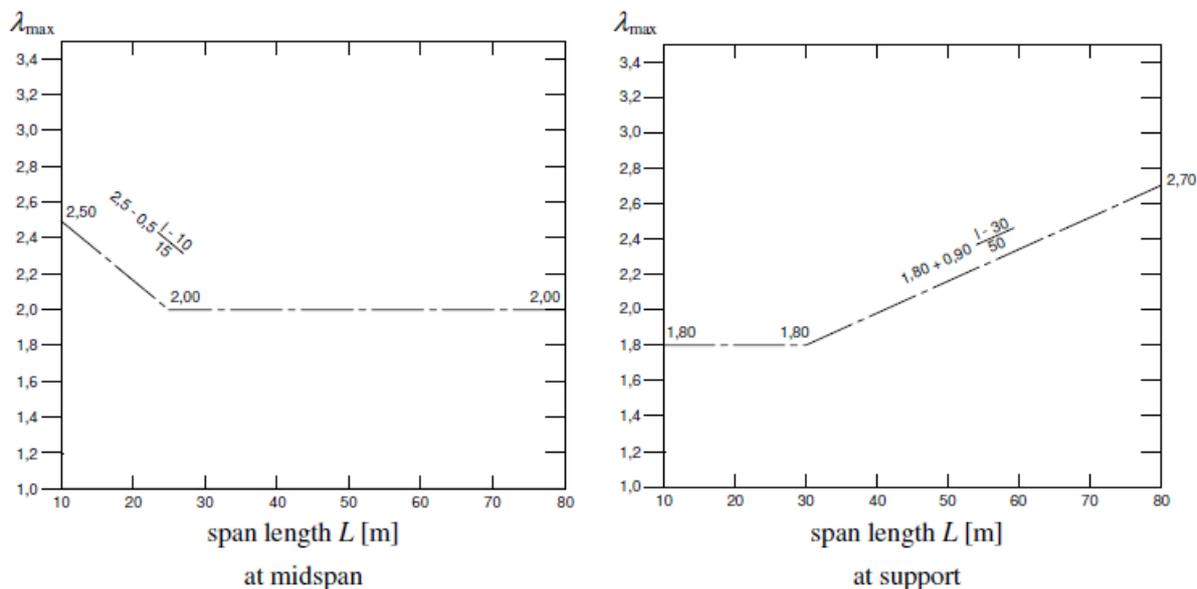
Il coefficiente λ_4 dipende dall'organizzazione delle corsie di carico in direzione trasversale, e dalla loro posizione relativa sulla linea di influenza trasversale di ciascuna trave; la formulazione, tratta da EN 1993-2 cap. 9.5.3.(6), prevede:

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

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

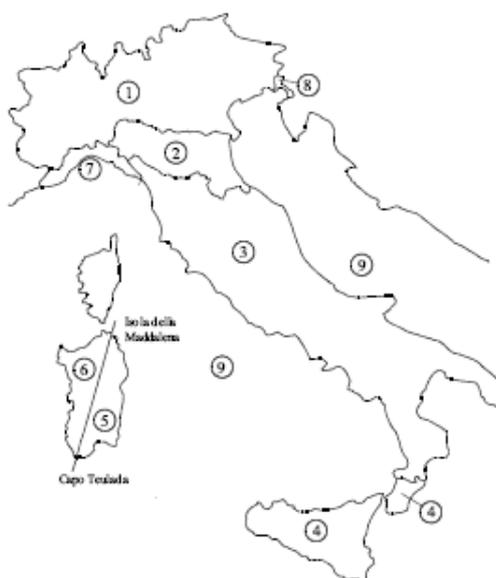


Figura 3.3.1 – Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

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

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

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.

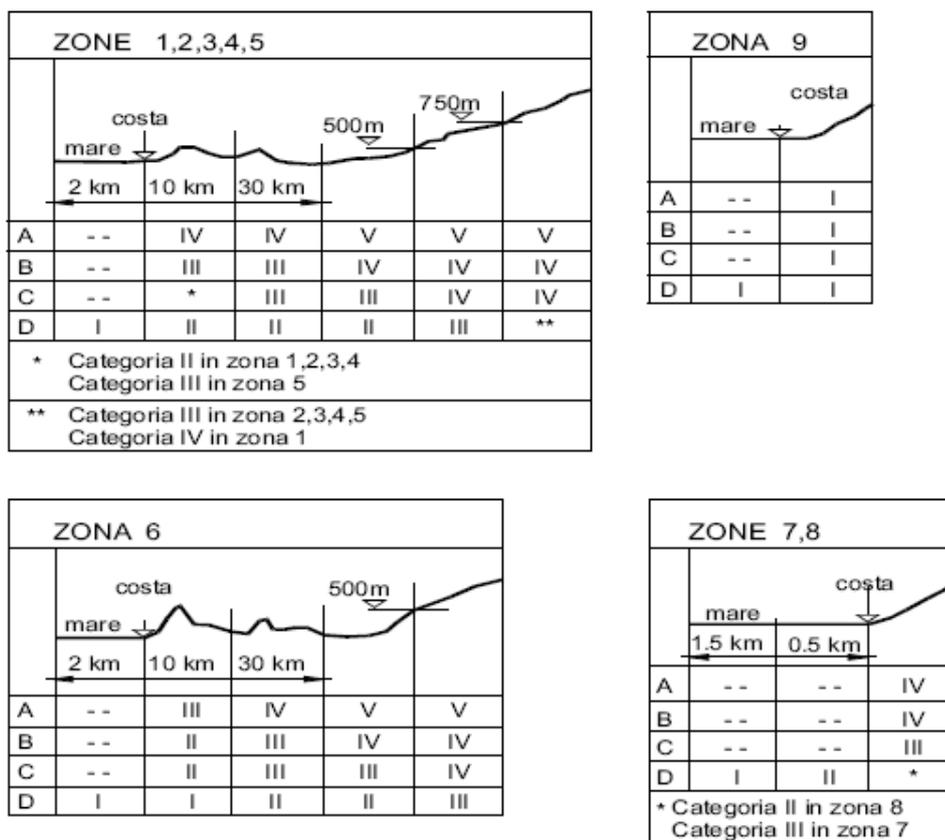


Figura 3.3.2 - Definizione delle categorie di esposizione

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.

Dati geometrici impalcato

altezza trave	3,10
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	45,00
larghezza fuori tutto	10,49

Ponte scarico

altezza investita	5,98
quota riferimento	47,99
rapporto d/h_{tot}	1,75
coefficiente di esposizione	3,25

Ponte carico

altezza investita	6,52
quota riferimento	48,26
rapporto d/h_{tot}	1,61
coefficiente di esposizione	3,26

Ponte scarico montaggio

altezza investita	3,43
quota riferimento	46,72
rapporto d/h_{tot}	3,06
coefficiente di esposizione	3,23

Dati geometrici impalcato

altezza trave	3,60
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	45,00
larghezza fuori tutto	11,38

Ponte scarico

altezza investita	6,48
quota riferimento	48,24
rapporto d/h_{tot}	1,76
coefficiente di esposizione	3,26

Ponte carico

altezza investita	7,02
quota riferimento	48,51
rapporto d/h_{tot}	1,62
coefficiente di esposizione	3,26

Ponte scarico montaggio

altezza investita	3,93
quota riferimento	46,97
rapporto d/h_{tot}	2,90
coefficiente di esposizione	3,24

Dati geometrici impalcato

altezza trave	5,10
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	45,00
larghezza fuori tutto	11,38

Ponte scarico

altezza investita	7,98
quota riferimento	48,99
rapporto d/h_{tot}	1,43
coefficiente di esposizione	3,27

Ponte carico

altezza investita	8,52
quota riferimento	49,26
rapporto d/h_{tot}	1,34
coefficiente di esposizione	3,27

Ponte scarico montaggio

altezza investita	5,43
quota riferimento	47,72
rapporto d/h_{tot}	2,10
coefficiente di esposizione	3,25

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.

Da concio C1 a concio C11 $H_t=3,00\text{ m}$

La pressione del vento risulta:

$$p_{\text{mont.}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,23 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,908 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico in fase di montaggio})$$

$$p_{\text{Sc}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,25 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,92 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,26 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,926 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Da concio C11 a concio C37 $H_t=\text{var. da } 5,00\text{ m a } 3,50\text{ m}$

Per $H_t=3,50\text{ m}$, la pressione del vento risulta:

$$p_{\text{mont.}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,24 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,914 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico in fase di montaggio})$$

$$p_{\text{Sc}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,26 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,926 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,26 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,926 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

Per $H_t=5,00\text{ m}$, la pressione del vento risulta:

$$p_{\text{mont.}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,25 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,92 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico in fase di montaggio})$$

$$p_{\text{Sc}} = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,27 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,932 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte scarico})$$

$$p_c = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d = 0,422 \cdot 3,27 \cdot 1,40 \cdot 1,00 = 1,932 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{ponte carico})$$

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:

$$- \quad h_T = 3,00 \text{ m} \quad d = 5,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 1,67 \rightarrow \mu = 0,20$

$$- \quad h_T = 3,50 \text{ m} \quad d = 5,00 \text{ m}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 1,43 \rightarrow \mu = 0,20$

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

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 1,00 \rightarrow \mu = 0,20$

$$- \quad h_{\text{barr}} = 2,40 \text{ m} \quad d_{\text{barr.}} = 10,25 \text{ m (da spalla SP2 a pila IP2)}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 4,27 \rightarrow \mu = 0,805$

$$- \quad h_{\text{barr}} = 2,40 \text{ m} \quad d_{\text{barr.}} = 11,15 \text{ m (da pila IP2 alla parte finale dell'impalcato)}$$

Il valore del rapporto interasse/altezza trave è pari a $d/h = 4,65 \rightarrow \mu = 0,907$

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 per $h_i=3,00$ m

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

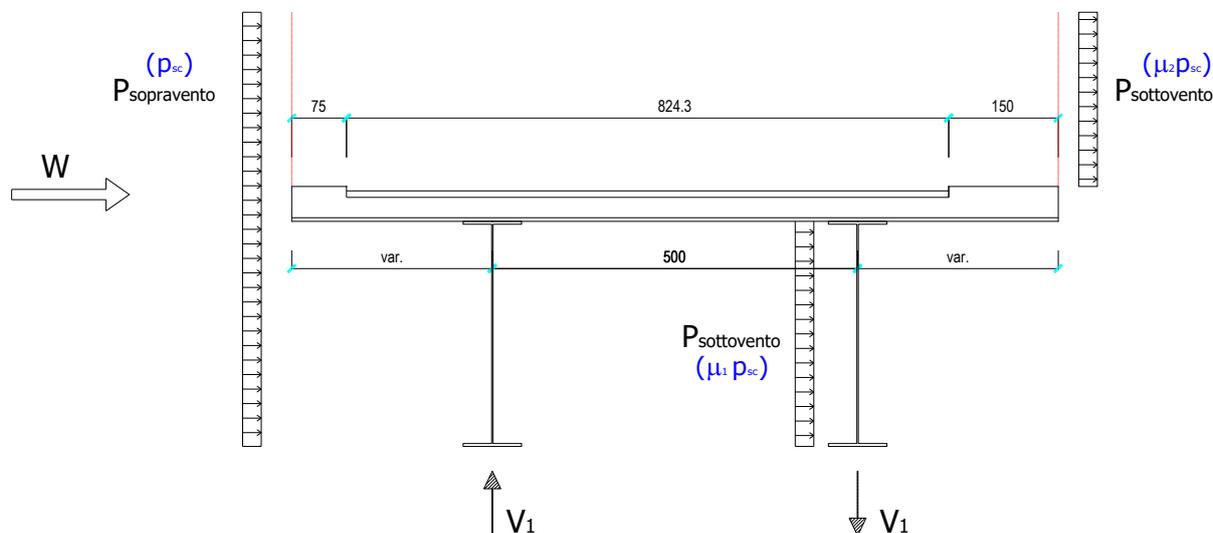


Figura 28 – Azione del vento a ponte scarico dal concio C1 al concio C11

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

$$h_i = h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{marc.}} + h_{\text{barr.}} = 3,10 + 0,33 + 0,15 + 2,40 = 5,98 \text{ m}$$

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

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

$$M_T = 1,92 \cdot \frac{5,98^2}{2} + 1,92 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,10^2}{2} + 1,92 \cdot 0,805 \cdot 2,40 \cdot \left(3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 53,91 \text{ kNm/m}$$

$$|V| = \frac{53,91}{5,00} = 10,78 \text{ kN/m}$$

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 $h_i=3,00\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

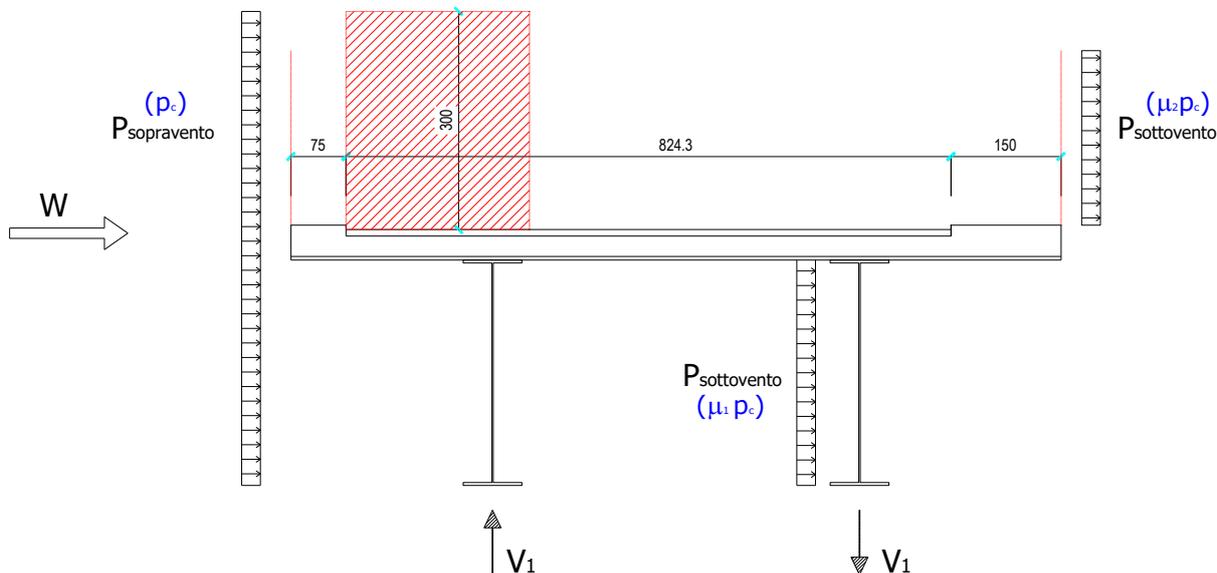


Figura 29 – Azione del vento a ponte carico dal concio C1 al concio C11

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

$$h_i = h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{pav.}} + h_{\text{mezzo convenz.}} = 3,10 + 0,33 + 0,09 + 3,00 = 6,52\text{ m}$$

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

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

$$M_T = 1,926 \cdot \frac{6,52^2}{2} + 1,926 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,926 \cdot 0,805 \cdot 2,40 \cdot \left(3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 56,51\text{ kNm} / \text{m}$$

$$|V| = \frac{56,51}{5,00} = 11,30\text{ kN/m}$$

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.

5.5.5.3 Azione del vento a ponte scarico per $h_i=3,50$ m

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

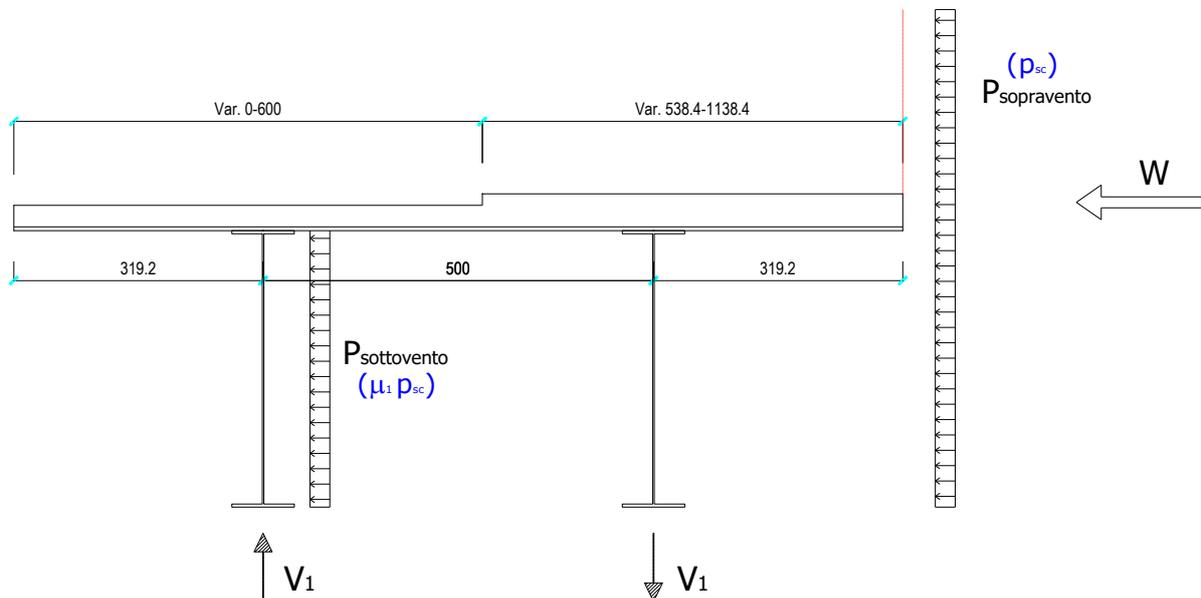


Figura 30 – Azione del vento a ponte scarico dal concio C11 al concio C37 – $h_i=3,50$ m

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

$$h_i = h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + h_{barr.} = 3,60 + 0,33 + 0,15 + 2,40 = 6,48 \text{ m}$$

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

$$M_T = p_{Sc} \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_{Sc} \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

$$M_T = 1,926 \cdot \frac{6,48^2}{2} + 1,926 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,60^2}{2} = 42,93 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$|V| = \frac{42,93}{5,00} = 8,59 \text{ kN/m}$$

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.

5.5.5.4 Azione del vento a ponte carico $h_i=3,50\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

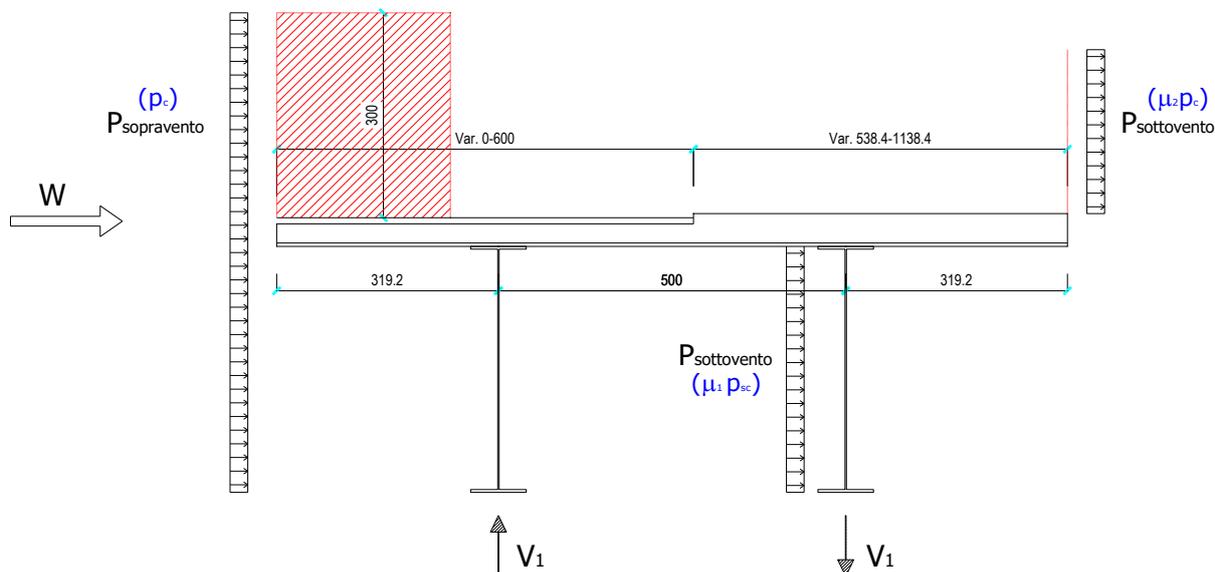


Figura 31 – Azione del vento a ponte carico dal concio C11 al concio C37 – $h_i=3,50\text{m}$

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

$$h_i = h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{pav.}} + h_{\text{mezzo convenz.}} = 3,60 + 0,33 + 0,09 + 3,00 = 7,02\text{ m}$$

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

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

$$M_T = 1,926 \cdot \frac{7,02^2}{2} + 1,926 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,60^2}{2} + 1,926 \cdot 0,907 \cdot 2,40 \cdot \left(3,60 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 72,24\text{ kNm/m}$$

$$|V| = \frac{72,24}{5,00} = 14,45\text{ kN/m}$$

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.

5.5.5.5 Azione del vento a ponte scarico per $h_i=5,00\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

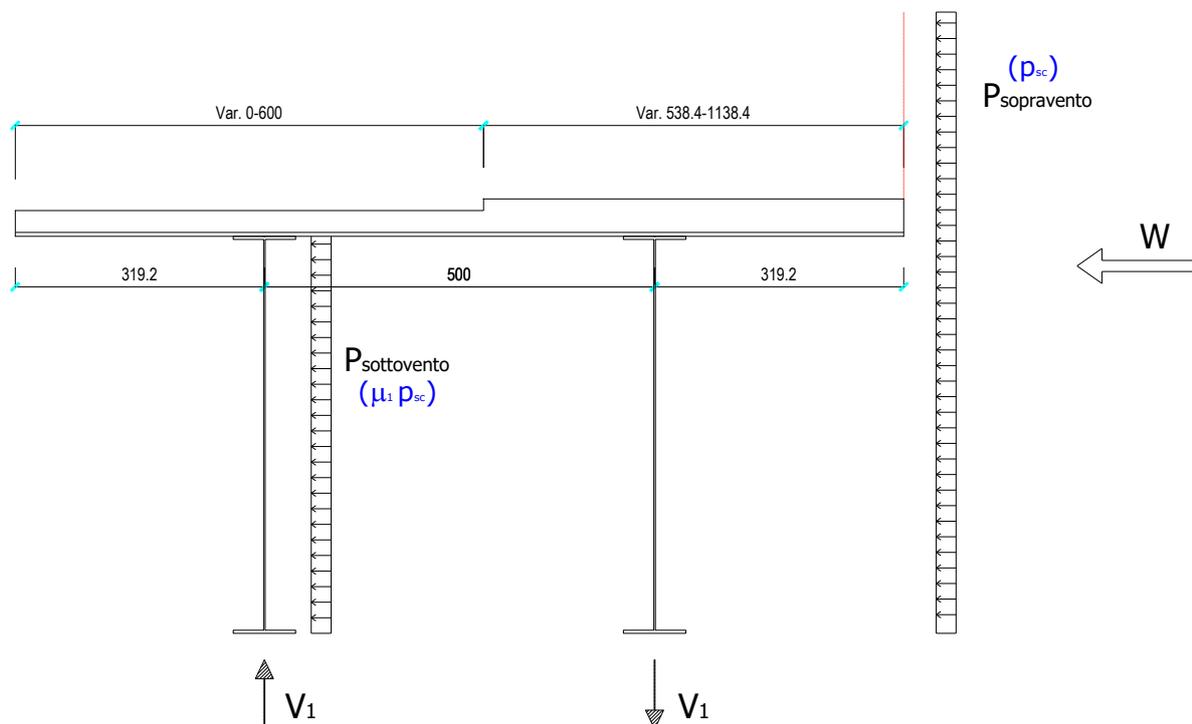


Figura 32 – Azione del vento a ponte scarico dal concio C11 al concio C37 – $h_i=5,00\text{m}$

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

$$h_i = h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{marc.}} + h_{\text{barr.}} = 5,10 + 0,33 + 0,15 + 2,40 = 7,98\text{ m}$$

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

$$M_T = p_{Sc} \cdot \frac{h_i^2}{2} + p_{Sc} \cdot \mu_1 \cdot h_{\text{trave}} \cdot \frac{h_{\text{trave}}}{2} \quad [\text{kNm} / \text{m}]$$

$$M_T = 1,932 \cdot \frac{7,98^2}{2} + 1,932 \cdot 0,20 \cdot \frac{5,10^2}{2} = 66,54\text{ kNm} / \text{m}$$

$$|V| = \frac{66,54}{5,00} = 13,31\text{ kN/m}$$

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.

5.5.5.6 Azione del vento a ponte carico $h_i=5,00\text{ m}$

Si riporta di seguito una schematizzazione delle altezze investite:

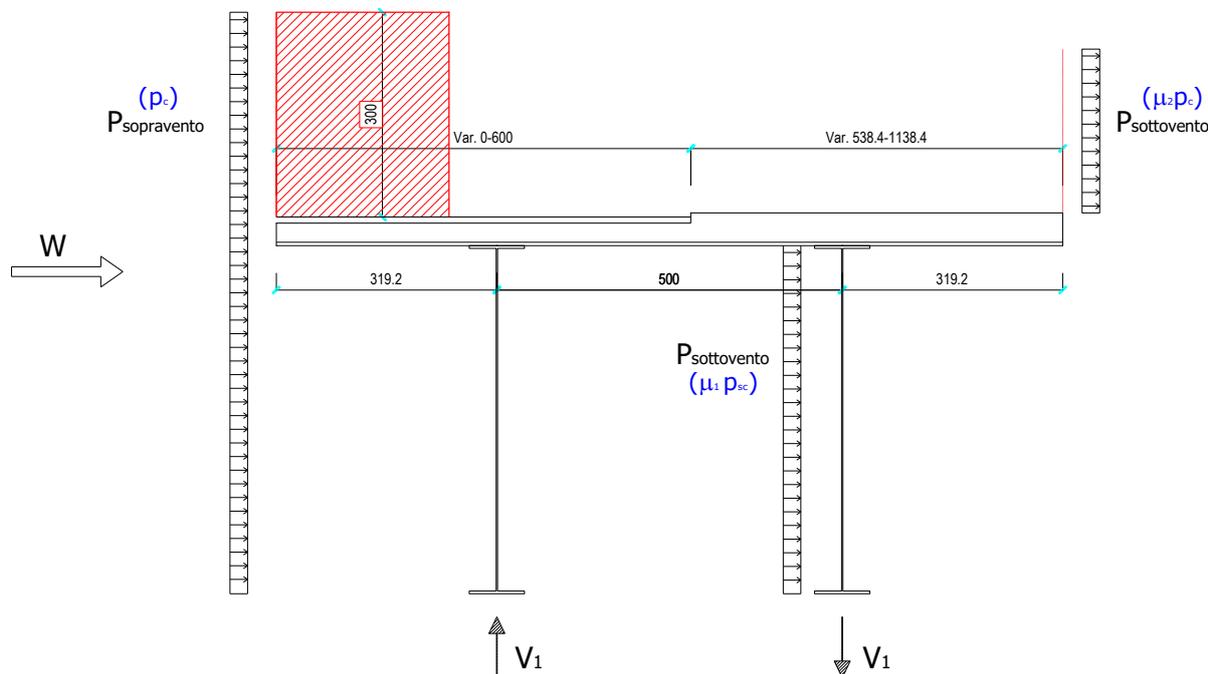


Figura 33 – Azione del vento a ponte carico dal concio C11 al concio C37 – $h_i=5,00\text{m}$

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

$$h_i = h_{\text{trave}} + h_{\text{sol.}} + h_{\text{pav.}} + h_{\text{mezzo convenz.}} = 5,10 + 0,33 + 0,09 + 3,00 = 8,52\text{ m}$$

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

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

$$M_T = 1,932 \cdot \frac{8,52^2}{2} + 1,932 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,60^2}{2} + 1,932 \cdot 0,907 \cdot 2,40 \cdot \left(3,60 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) = 103,66\text{ kNm/m}$$

$$|V| = \frac{103,66}{5,00} = 20,73\text{ kN/m}$$

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: $\alpha = 1,0 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$.

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:

$$\text{Cedimento su pila SP2:} \quad \delta_{\text{SP4}} = \frac{57.500}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 5,7 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila IP1:} \quad \delta_{\text{IP1}} = \frac{(57.500 + 68.800)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 12,6 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila IP2:} \quad \delta_{\text{IP2}} = \frac{(68.800 + 102.150)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 17,1 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila IP3:} \quad \delta_{\text{IP3}} = \frac{(102.150 + 102.300)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 20,45 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila IP4:} \quad \delta_{\text{IP4}} = \frac{(102.300 + 104.000)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 20,6 \text{ mm}$$

$$\text{Cedimento su pila IP5:} \quad \delta_{\text{IP5}} = \frac{(104.000 + 15.000)}{2} \cdot \frac{1}{5.000} = 13,4 \text{ mm}$$

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

CASO DI CARICO	SP2	IP1	IP2	IP3	IP4	IP5
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
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		
Cedimenti comb. n. 14			x		x	
Cedimenti comb. n. 15				x		x
Cedimenti comb. n. 16	x	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
Cedimenti comb. n. 21	x		x		x	
Cedimenti comb. n. 22		x		x		x
Cedimenti comb. n. 23	x	x		x		
Cedimenti comb. n. 24		x	x		x	
Cedimenti comb. n. 25			x	x		x
Cedimenti comb. n. 26		x			x	x
Cedimenti comb. n. 27		x		x	x	
Cedimenti comb. n. 28	x		x	x		
Cedimenti comb. n. 29	x	x		x		x
Cedimenti comb. n. 30	x		x	x		x
Cedimenti comb. n. 31	x	x	x		x	
Cedimenti comb. n. 32		x	x	x		x
Cedimenti comb. n. 33	x		x	x	x	
Cedimenti comb. n. 34		x		x	x	x

Cedimenti comb. n. 35	x	x	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:

$$E_c = 22.000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = 33.643 \text{ N/mm}^2 = 336.430 \text{ daN/cm}^2 \quad \text{Modulo elastico cls}$$

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

Da concio C1 a concio C11

$$A_c = 1.038 \cdot 33 = 34.254 \text{ cm}^2 \quad \text{Area sezione di conglomerato}$$

$$u = 1.038 + 33 + 33 = 1.104 \text{ cm} \quad \text{Perimetro a contatto con l'atmosfera}$$

$$r = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 34.254}{1.104} = 62,05 \text{ cm}$$

Da concio C11 a concio C37

$$A_c = 1.184 \cdot 33 = 39.072 \text{ cm}^2 \quad \text{Area sezione di conglomerato}$$

$$u = 1.184 + 33 + 33 = 1.250 \text{ cm} \quad \text{Perimetro a contatto con l'atmosfera}$$

$$r = \frac{2 \cdot A_c}{u} = \frac{2 \cdot 39.072}{1.250} = 62,52 \text{ cm}$$

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 viscosse (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:

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

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

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:

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 2,531 \quad \text{ritiro}$$

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) = 1,544 \quad \text{permanenti e deformazioni imposte}$$

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:

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (0,55 \cdot 2,531)} = 14.064 \text{ N/mm}^2 \quad \text{ritiro}$$

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (1,10 \cdot 1,544)} = 12.469 \text{ N/mm}^2 \quad \text{permanenti}$$

$$E_{cm}(t, t_0) = \frac{E_{cm}}{1 + \psi_L \cdot \varphi(t, t_0)} = \frac{33.643}{1 + (1,50 \cdot 1,544)} = 10.147 \text{ N/mm}^2 \quad \text{cedimenti}$$

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:

$$n_P = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{12.469 \text{ N/mm}^2} = 16,84 \quad \text{Carichi permanenti}$$

$$n_R = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{14.064 \text{ N/mm}^2} = 14,93 \quad \text{Ritiro}$$

$$n_{Ced} = \frac{E_s}{E_{cm}(t, t_0)} = \frac{210.000 \text{ N/mm}^2}{10.147 \text{ N/mm}^2} = 20,70 \quad \text{Carichi cedimenti}$$

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:

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

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.

Da concio C1 a concio C11

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)	1.038
Altezza della soletta (cm)	33,0
Area della sezione di CLS - A (cm ²)	34.254,00
Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)	1.104,00
$h_0 = 2A / u$ (cm)	62,05

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		1.300,87
Coefficiente $\beta(f_{cm})$		2,62
Vita nominale V_N (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	2,533
	$\varphi_0(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	1,545

MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t

$E_{cm}(t, t_0)$	Ritiro (N/mm ²)	14.059
	Permanenti (N/mm ²)	12.464
	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
---	------------------

Da concio C11 a concio C37

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)	1.184
Altezza della soletta (cm)	33,0
Area della sezione di CLS - A (cm ²)	39.072,00
Perimetro esposto della sezione di CLS - u (cm)	1.250,00
$h_0 = 2A / u$ (cm)	62,52

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		1.308,98
Coefficiente $\beta(f_{cm})$		2,62
Vita nominale V_N (anni)		100
Coefficienti che descrivono l'evoluzione della viscosità dopo l'applicazione del carico	$\beta_c(t, t_0)$ - Ritiro	0,989
	$\beta_c(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	0,989
Coefficiente φ_{RH}		1,220
Coefficienti nominali di viscosità	φ_0 - Ritiro	2,558
	φ_0 - Carichi Fase 2	1,560
COEFFICIENTI DI VISCOSITA'	$\varphi(t, t_0)$ - Ritiro	2,531
	$\varphi_0(t, t_0)$ - Carichi Fase 2	1,544

MODULI ELASTICI CONVENZIONALI AL TEMPO t

$E_{cm}(t, t_0)$	Ritiro (N/mm ²)	14.064
	Permanenti (N/mm ²)	12.469
	Cedimenti diff. (N/mm ²)	10.147

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 - $\epsilon_{cd, \infty}$	-0,0002098
Valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno - $\epsilon_{ca, \infty}$	-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 “Allargamento viadotto Clarea – Discesa - 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_{ki} 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

Gruppo di azioni	Carichi sulla carreggiata					Carichi su marciapiedi e piste ciclabili
	Carichi verticali			Carichi orizzontali		Carichi verticali
	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	$\gamma_{\epsilon 1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{\epsilon 2}, \gamma_{\epsilon 3}, \gamma_{\epsilon 4}$	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 $n=20,71$.
- 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.

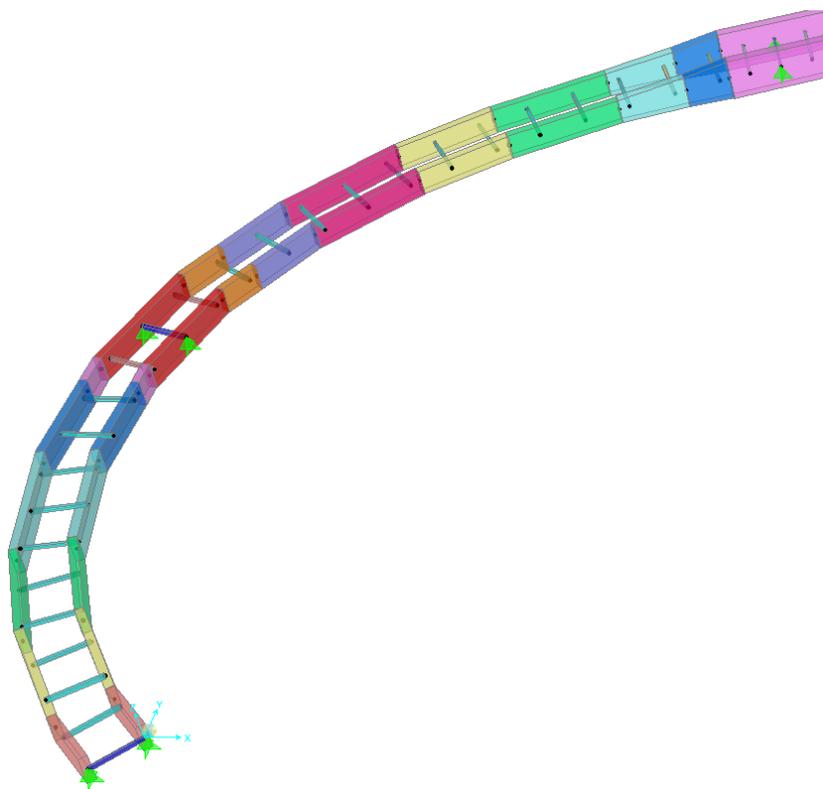


Figura 35 – Impalcato vista 3d – Campate 1 e 2

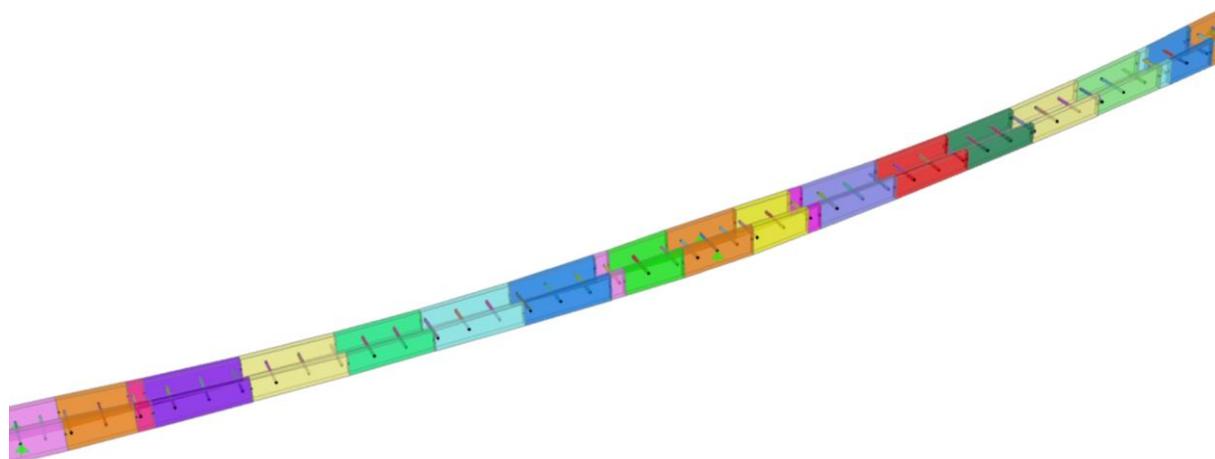


Figura 36 – Impalcato vista 3d – Campate 3 e 4

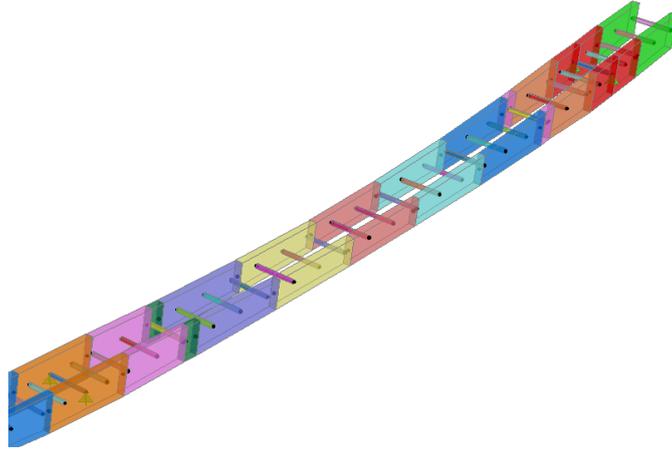


Figura 37 – Impalcato vista 3d – Campate 5 e sbalzo

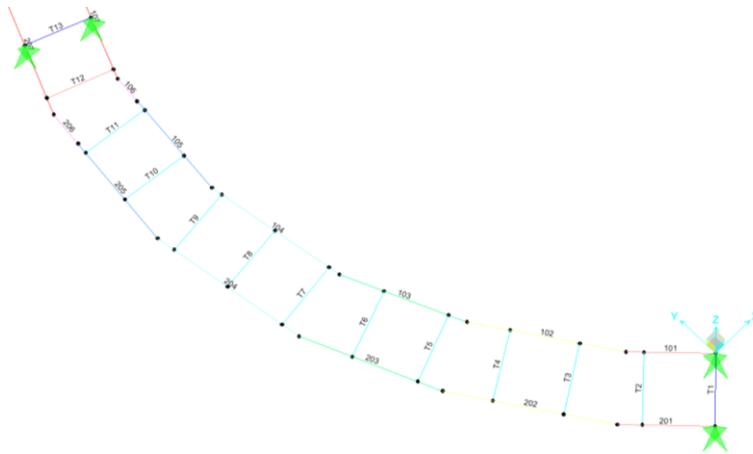


Figura 38 – Impalcato da SP2 a IP1, numerazione frame

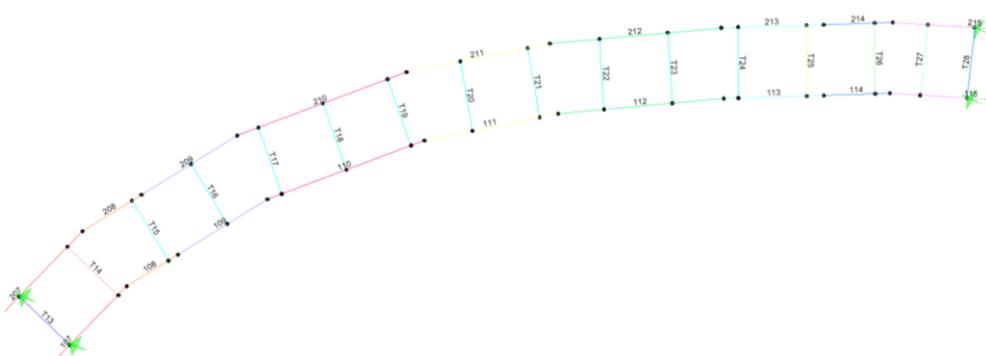


Figura 39 – Impalcato da IP1 a IP2, numerazione frame

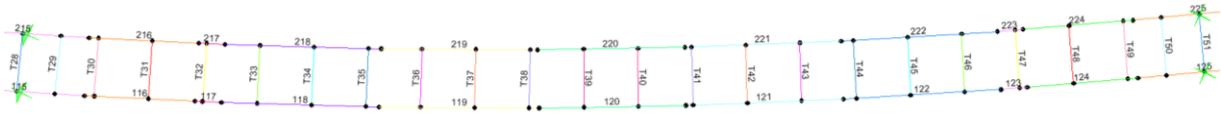


Figura 40 – Impalcato da IP2 a IP3, numerazione frame

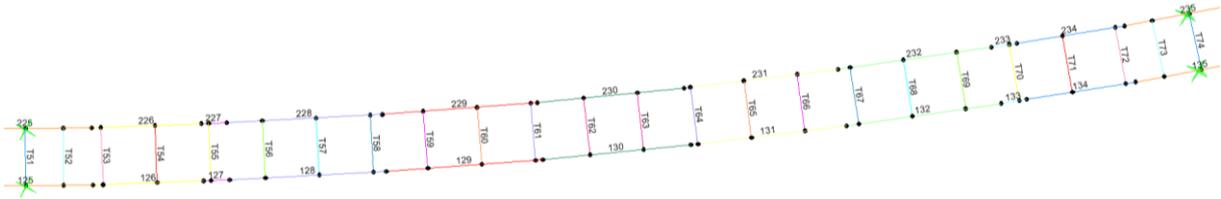


Figura 41 – Impalcato da IP3 a IP4, numerazione frame

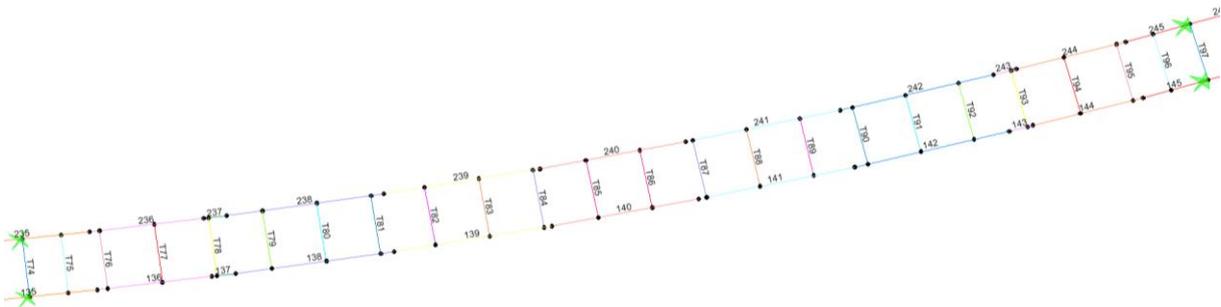


Figura 42 – Impalcato da IP4 a IP5, numerazione frame

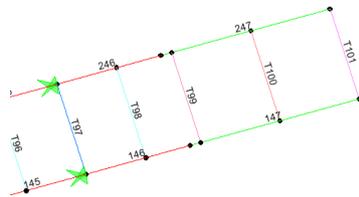


Figura 43 – Impalcato da IP5 alla fine, numerazione frame

7. ANALISI DEGLI ELEMENTI

7.1 Sollecitazioni

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

7.1.1 Acciaio – fase 1

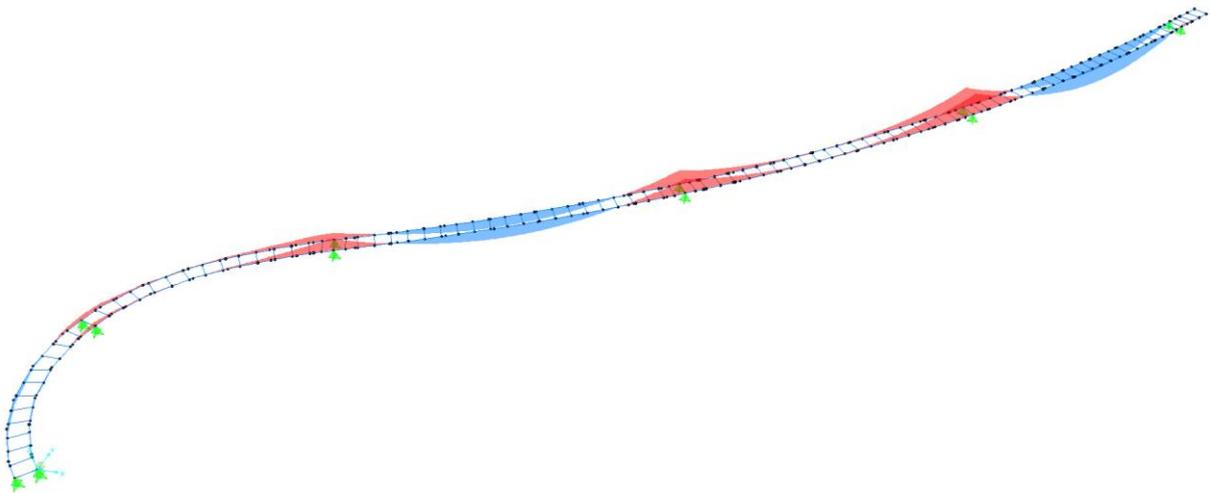


Figura 44 – Momento flettente per peso proprio acciaio

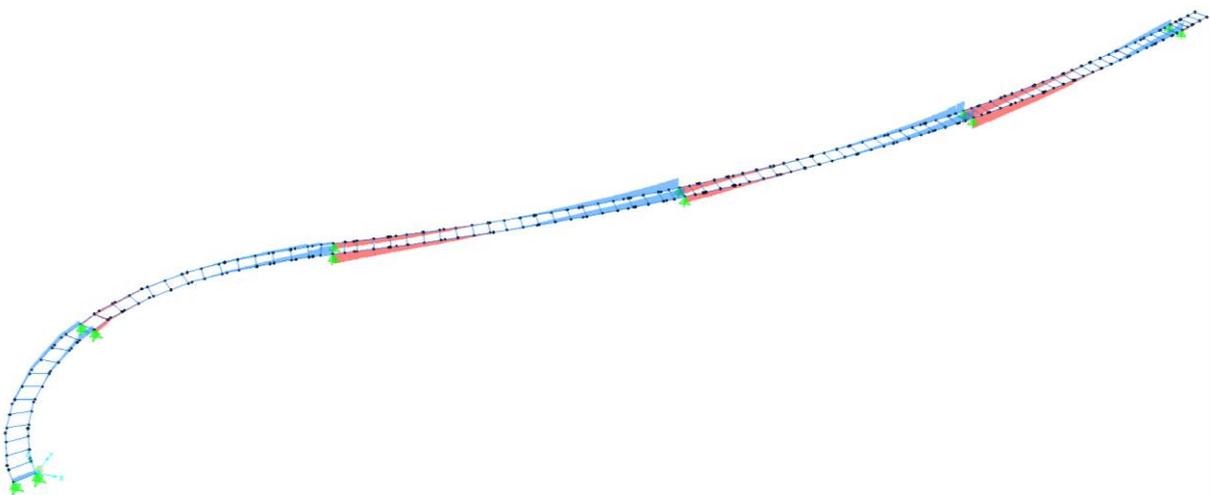


Figura 45 – Azione di taglio per peso proprio acciaio

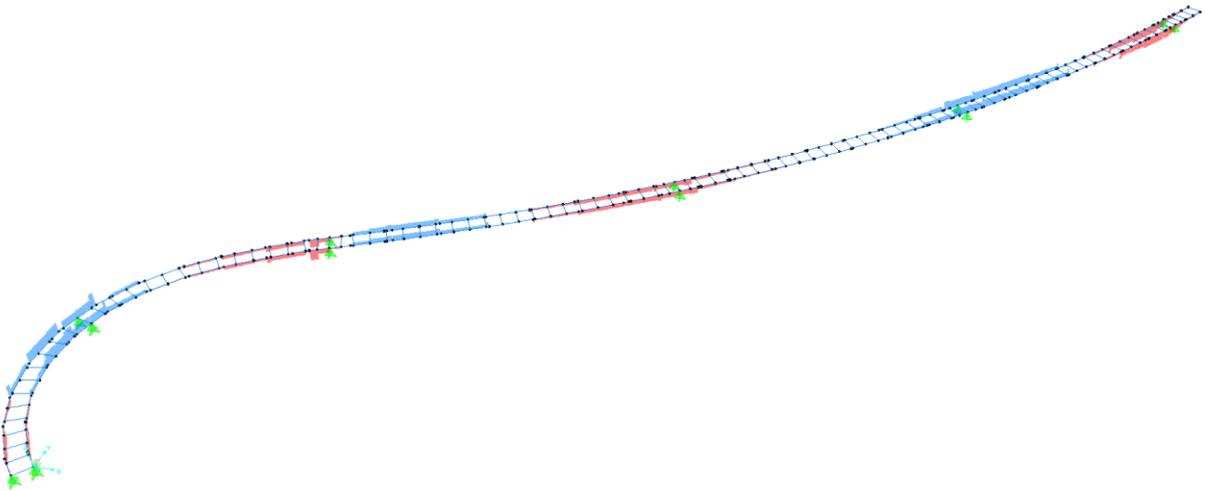


Figura 46 – Azione torcente per peso proprio acciaio

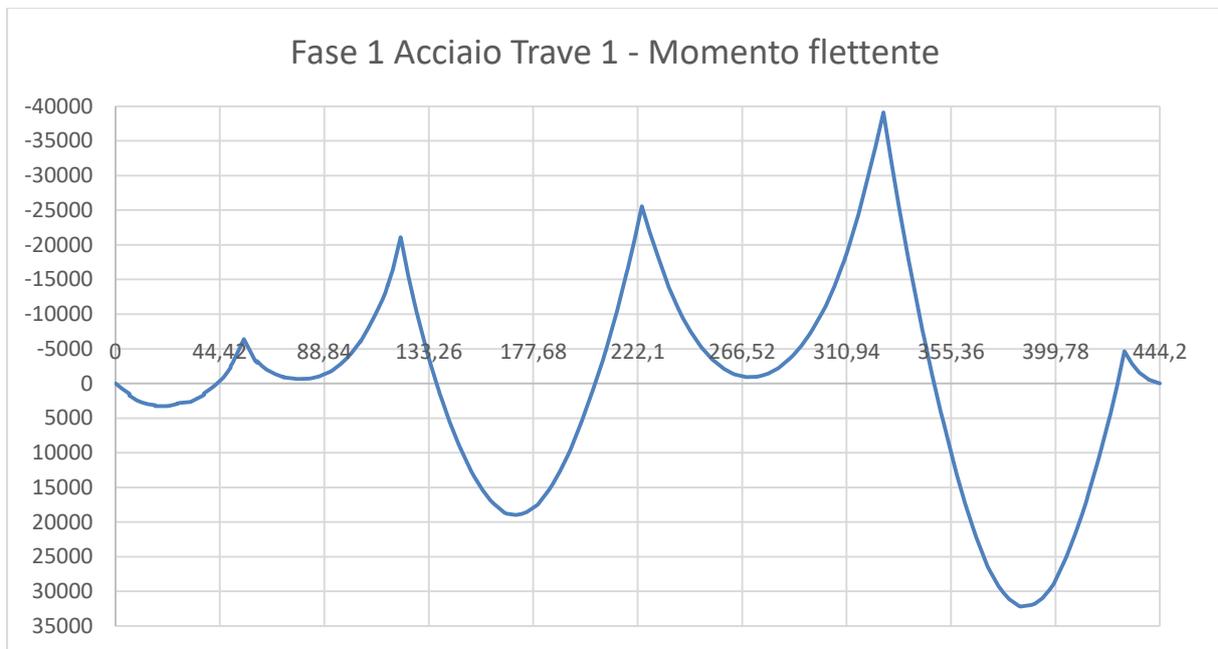


Figura 47 – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 1

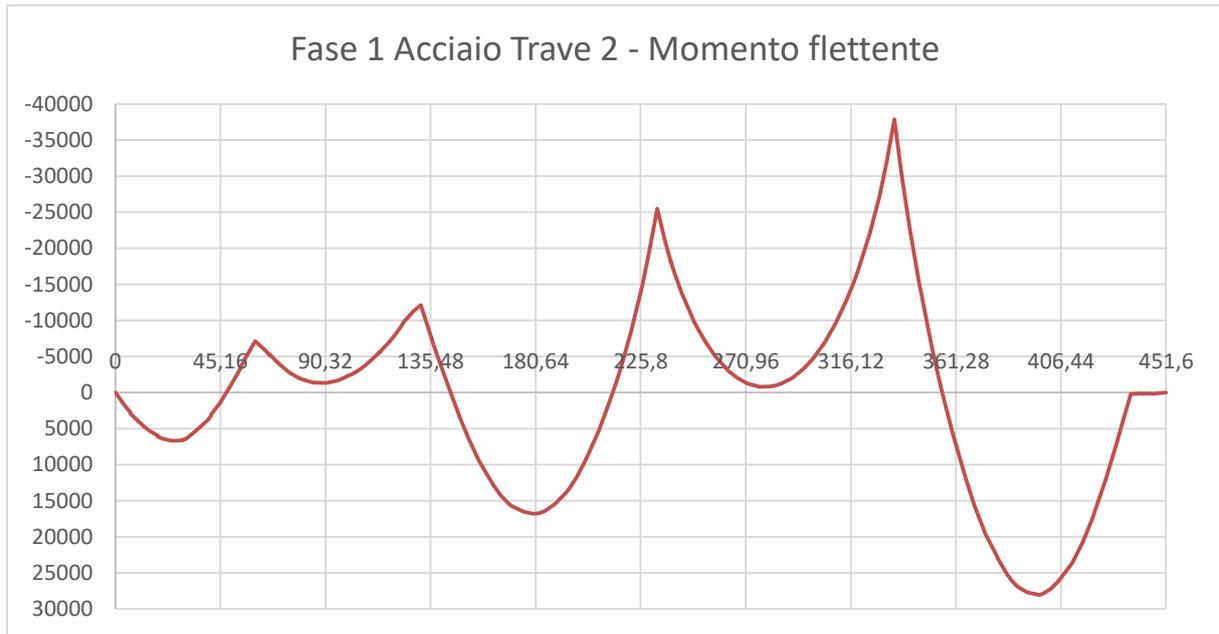


Figura 48 – Momento flettente per peso proprio acciaio su trave 2

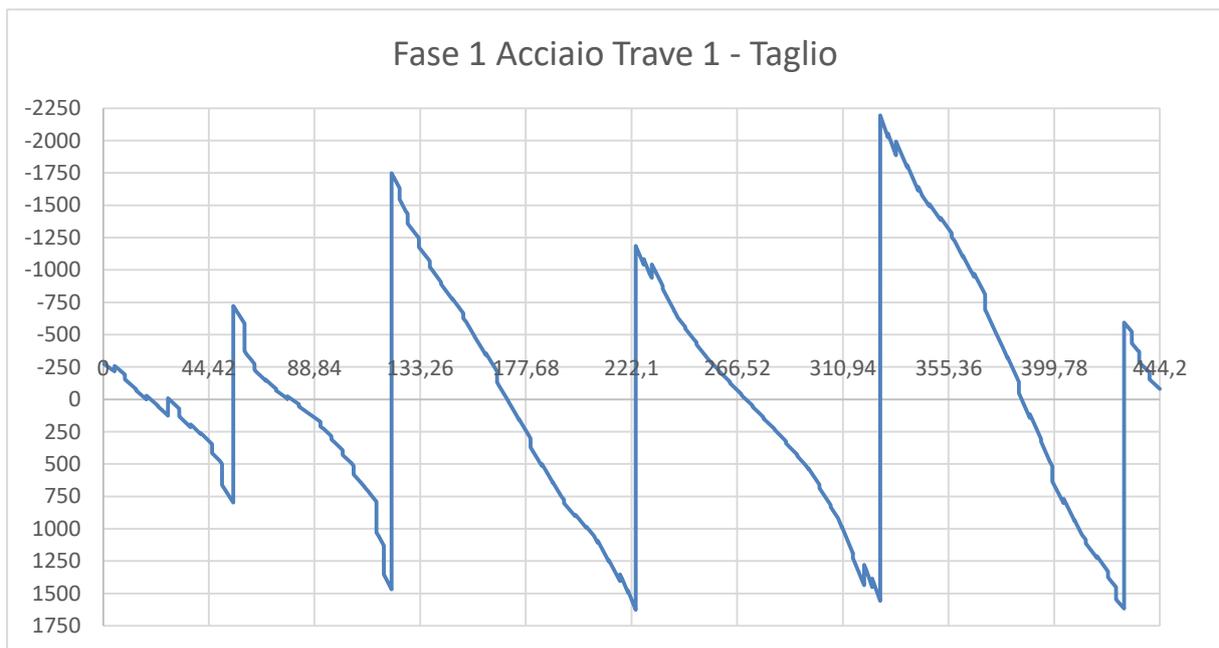


Figura 49 – Taglio per peso proprio acciaio su trave 1



Figura 50 – Taglio per peso proprio acciaio su trave 2

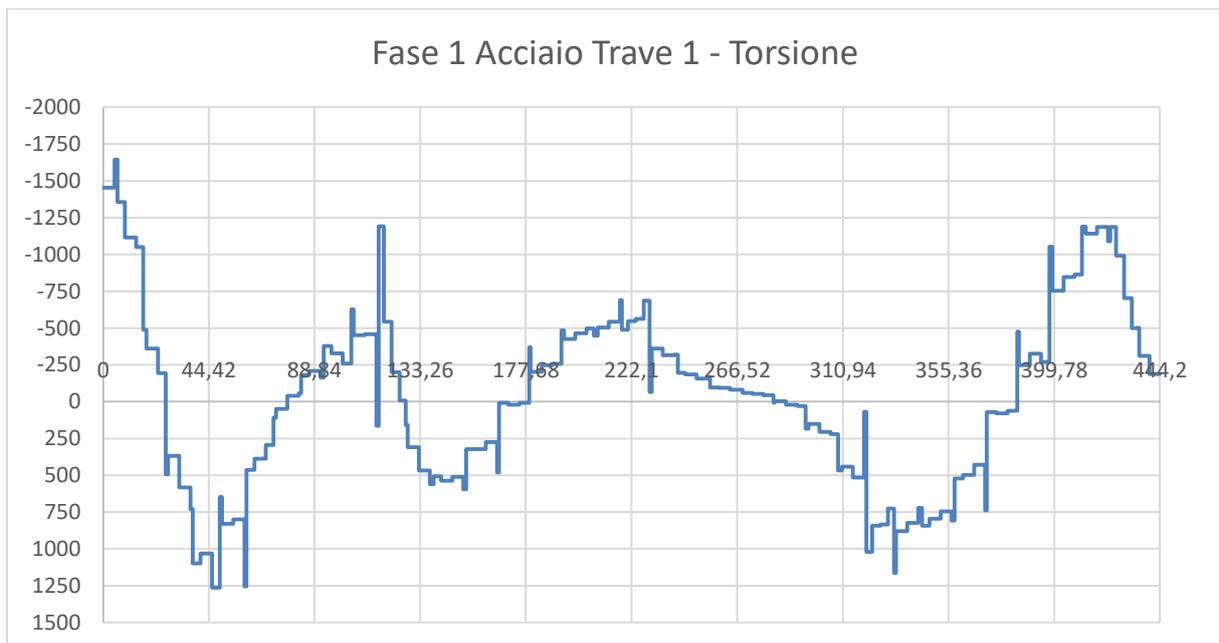


Figura 51 – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 1

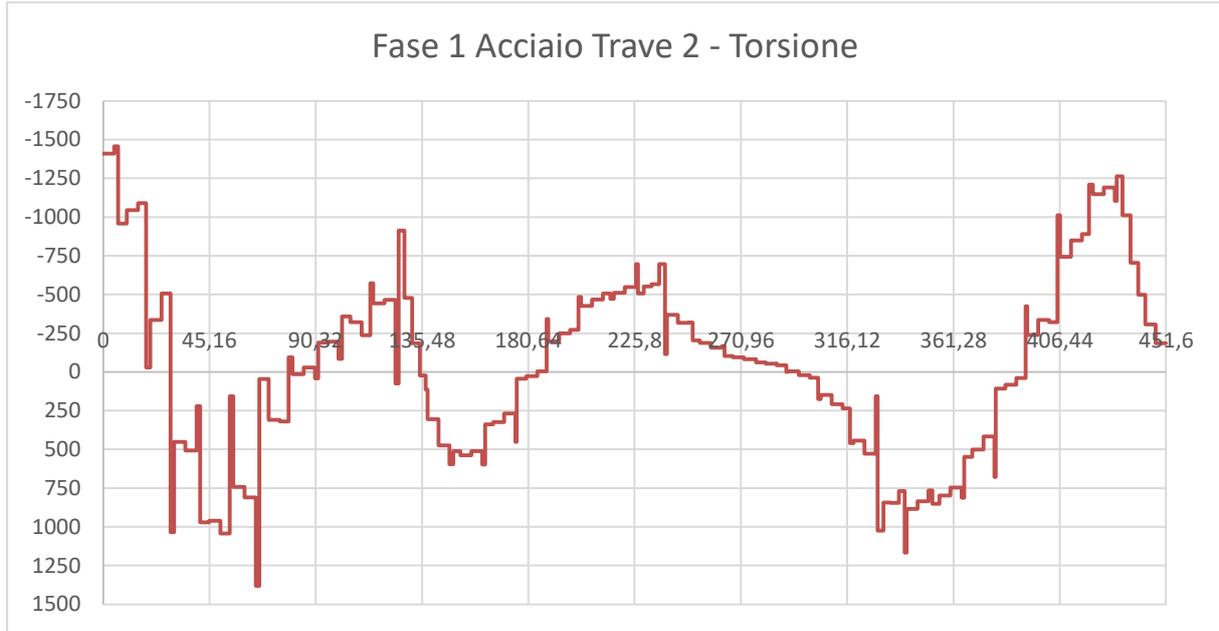


Figura 52 – Momento torcente per peso proprio acciaio su trave 2

7.1.2 Soletta – fase 1

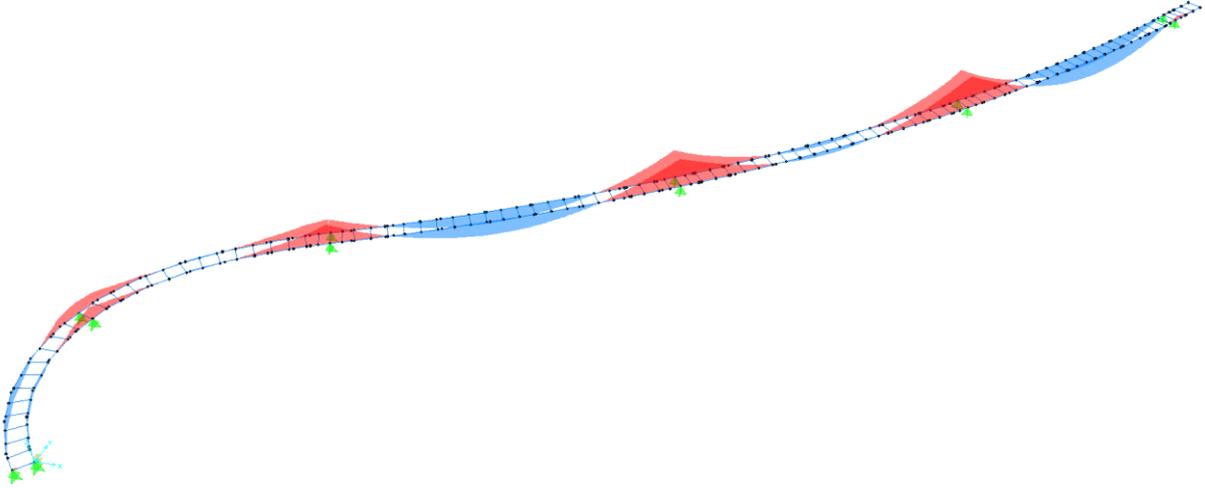


Figura 53 – Momento flettente per peso soletta

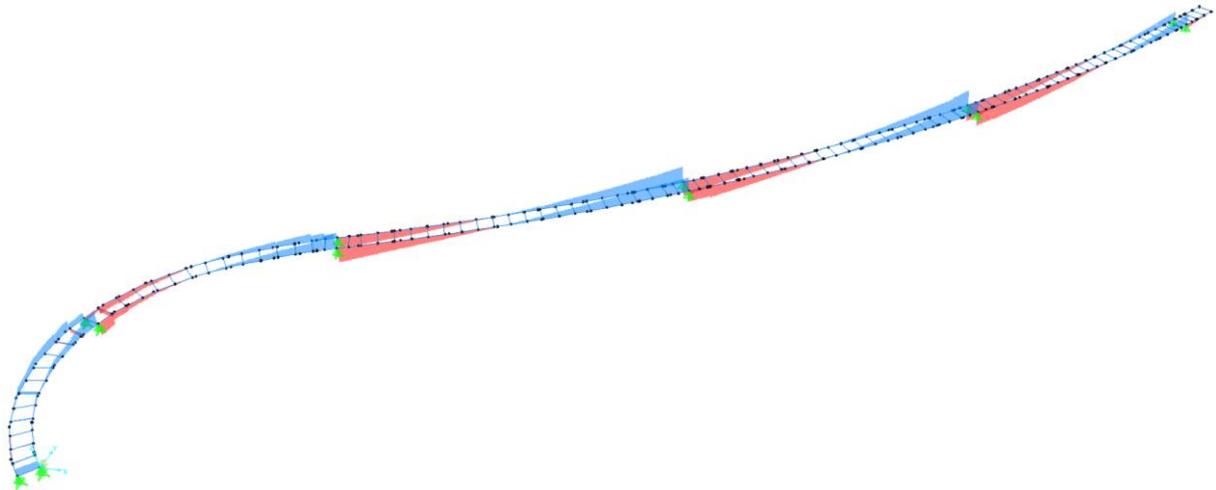


Figura 54 – Azione di taglio per peso soletta

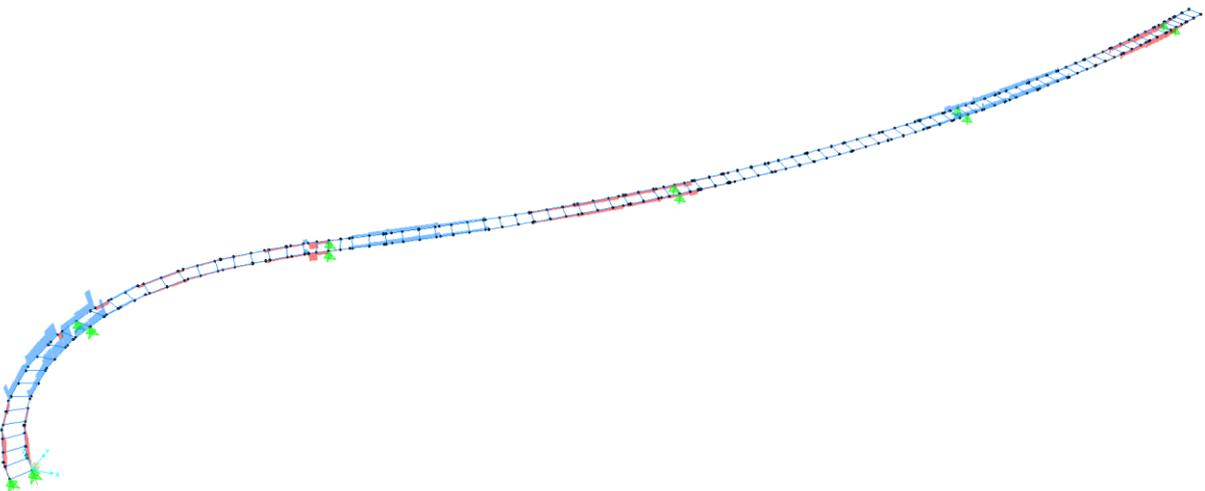
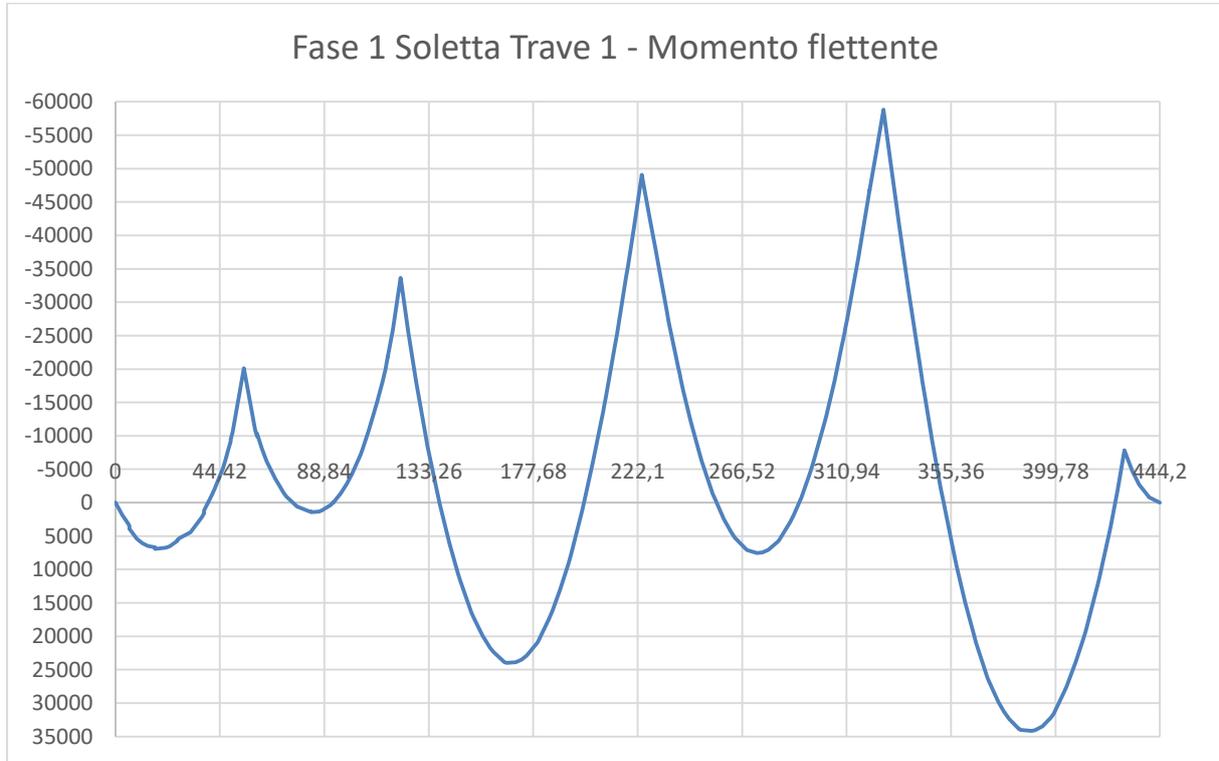


Figura 55 – Azione torcente per peso soletta**Figura 56** – Momento flettente per peso soletta su trave 1

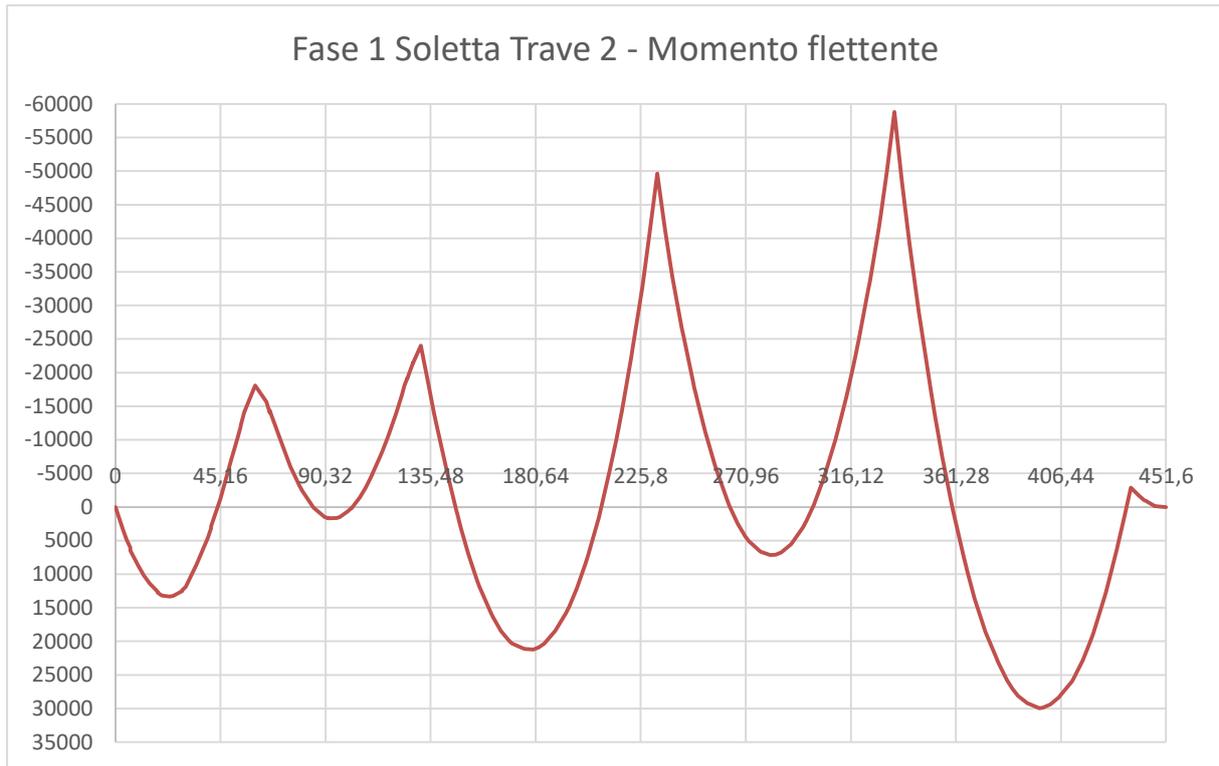


Figura 57 – Momento flettente per peso soletta su trave 2

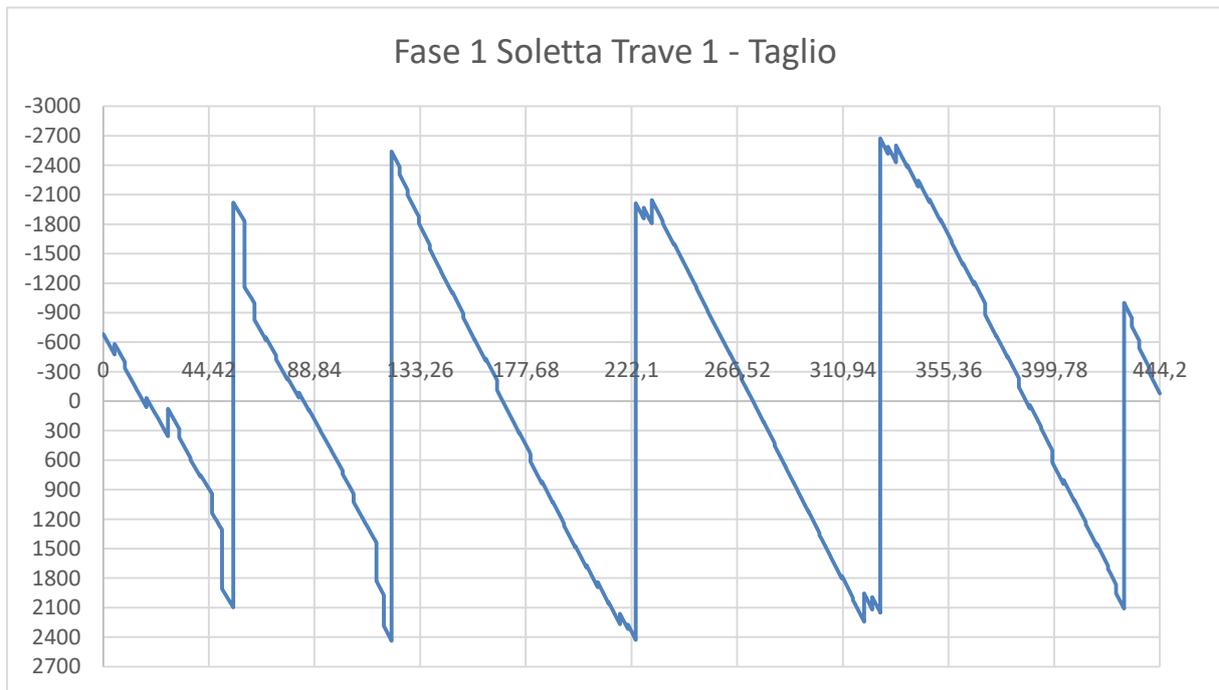


Figura 58 – Taglio per peso soletta su trave 1

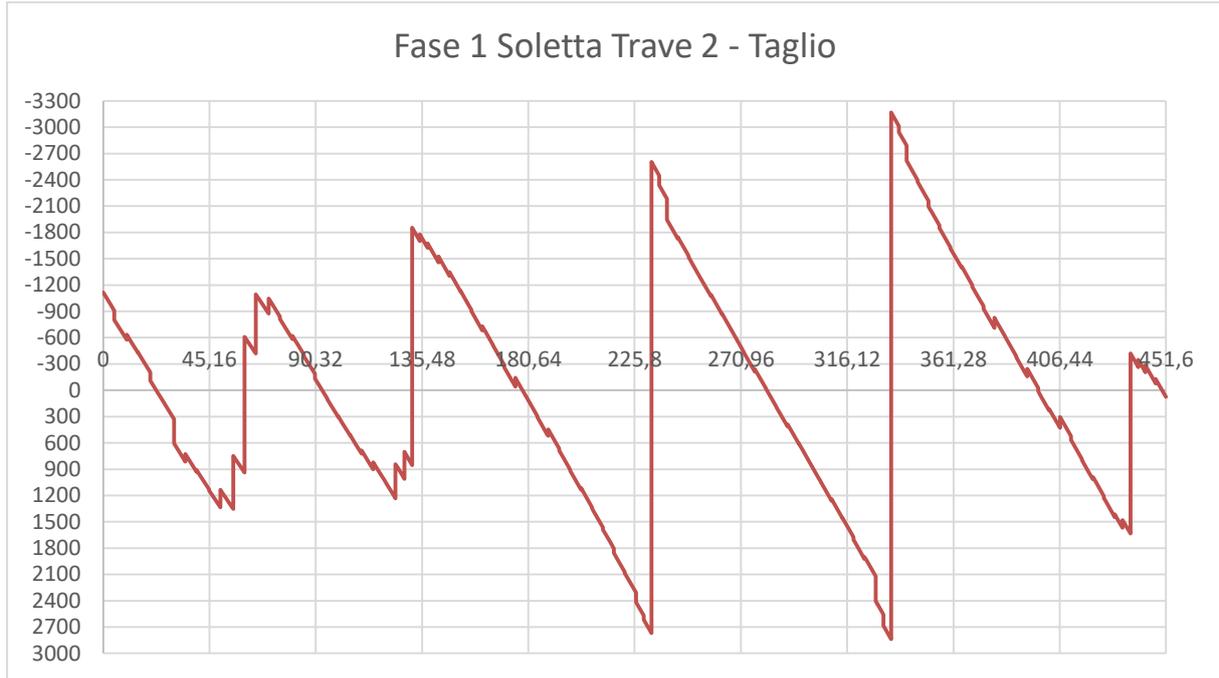


Figura 59 – Taglio per peso soletta su trave 2

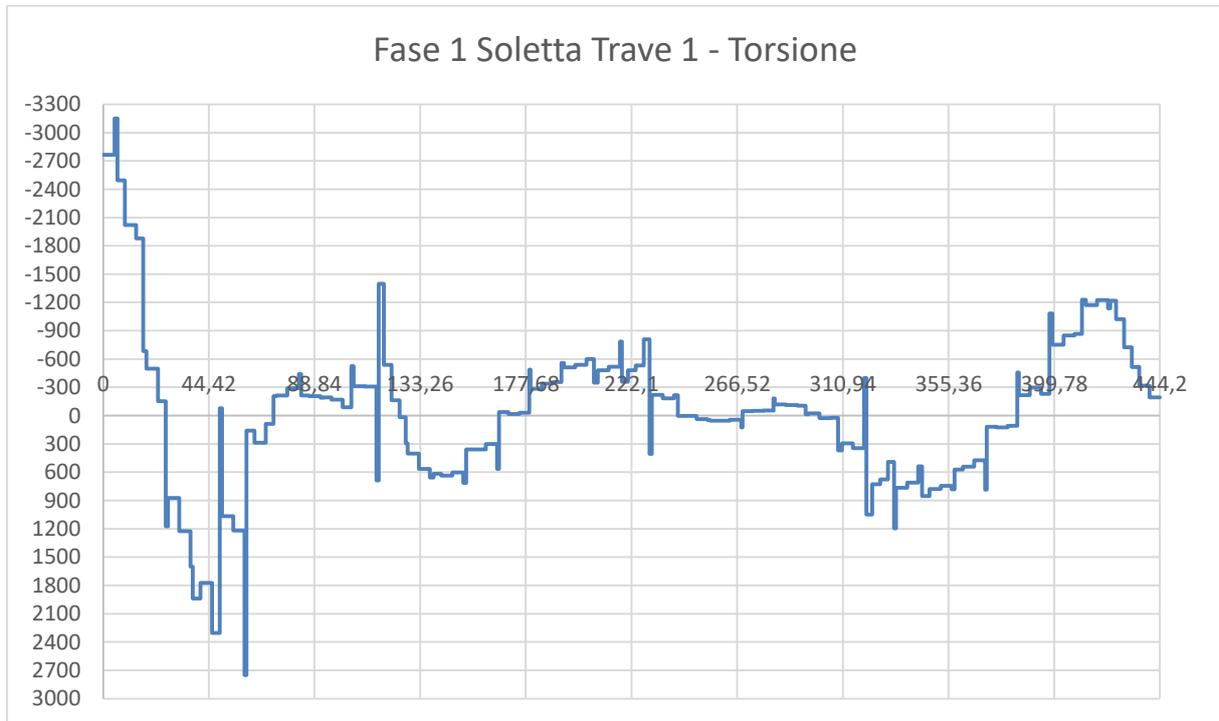


Figura 60 – Momento torcente per peso soletta su trave 1



Figura 61 – Momento torcente per peso soletta su trave 2

7.1.3 Permanenti – fase 2a

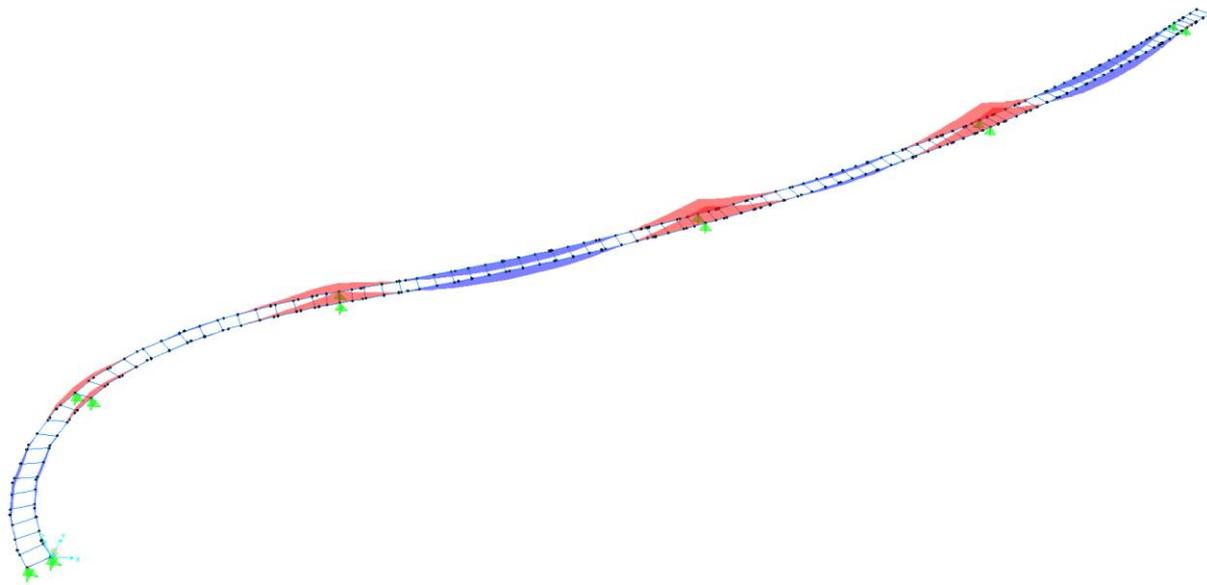


Figura 62 – Momento flettente per carichi permanenti

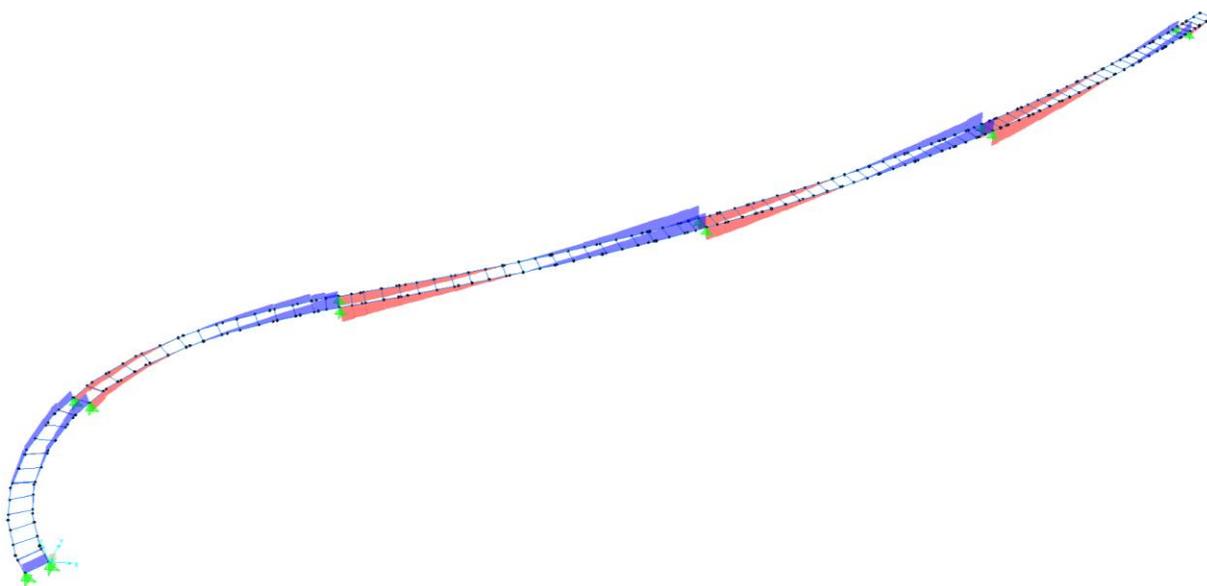


Figura 63 – Taglio per carichi permanenti

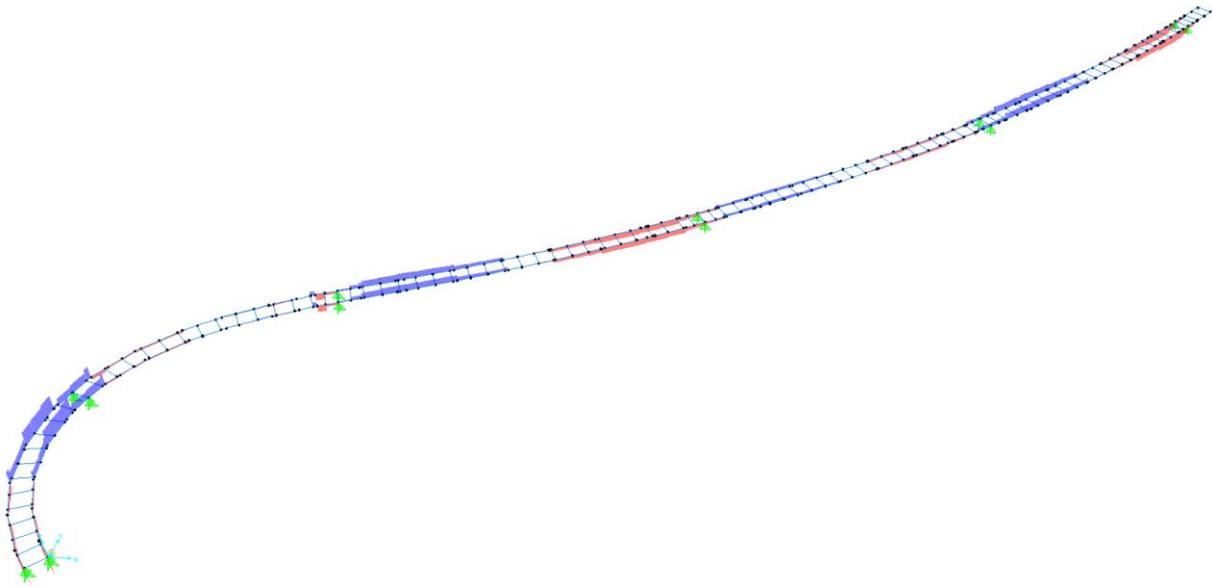


Figura 64 – Azione torcente per carichi permanenti

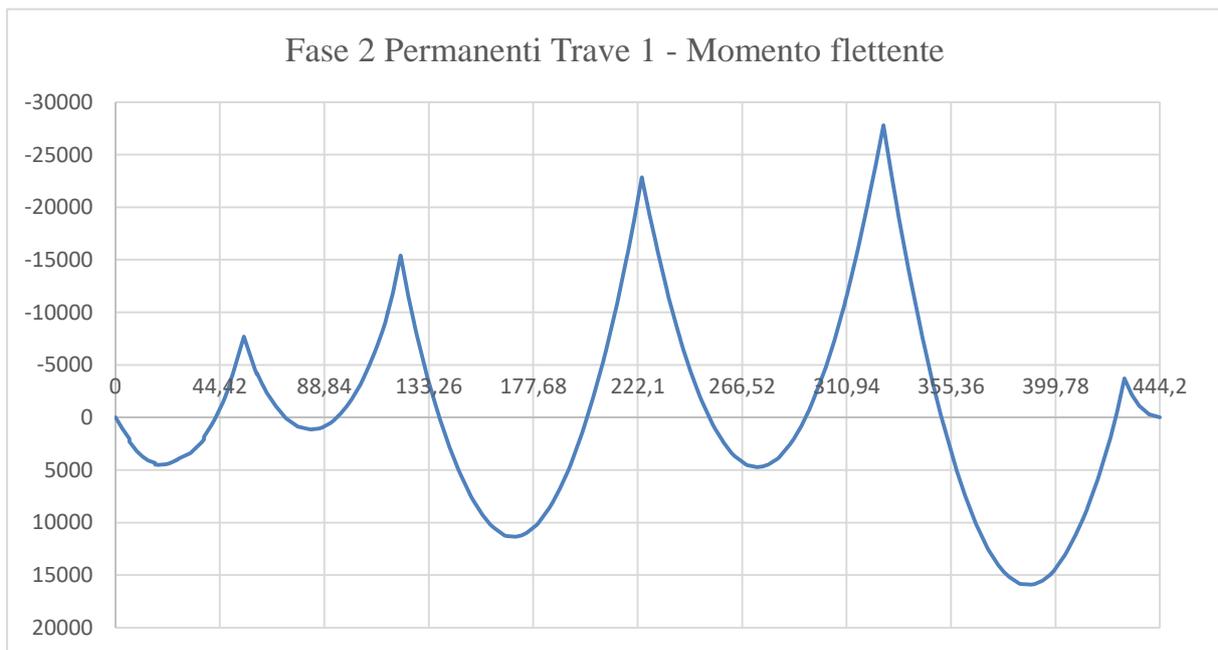


Figura 65 – Momento flettente per carichi permanenti su trave 1

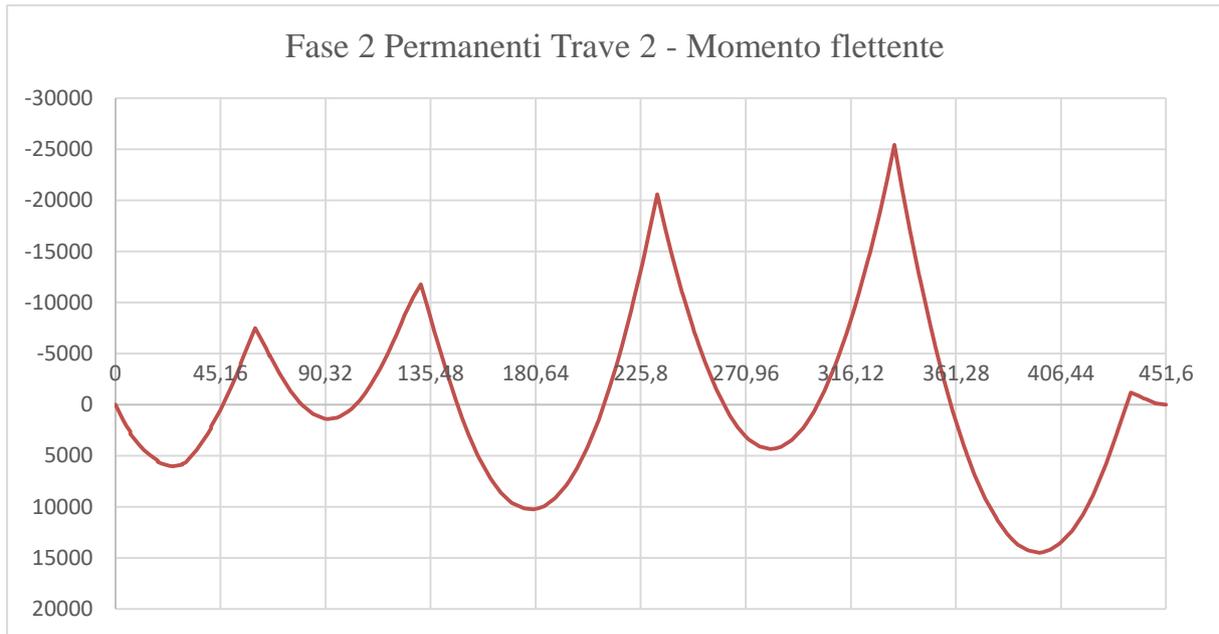


Figura 66 – Momento flettente per carichi permanenti su trave 2

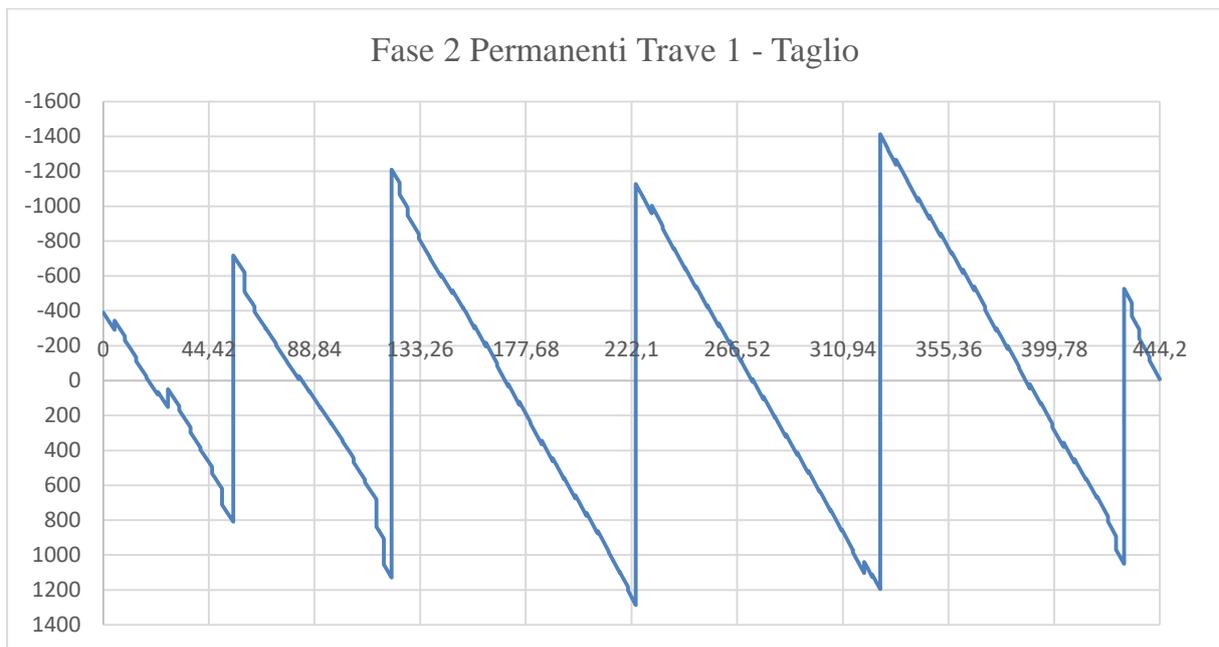


Figura 67 – Taglio per carichi permanenti su trave 1



Figura 68 – Taglio per carichi permanenti su trave 2

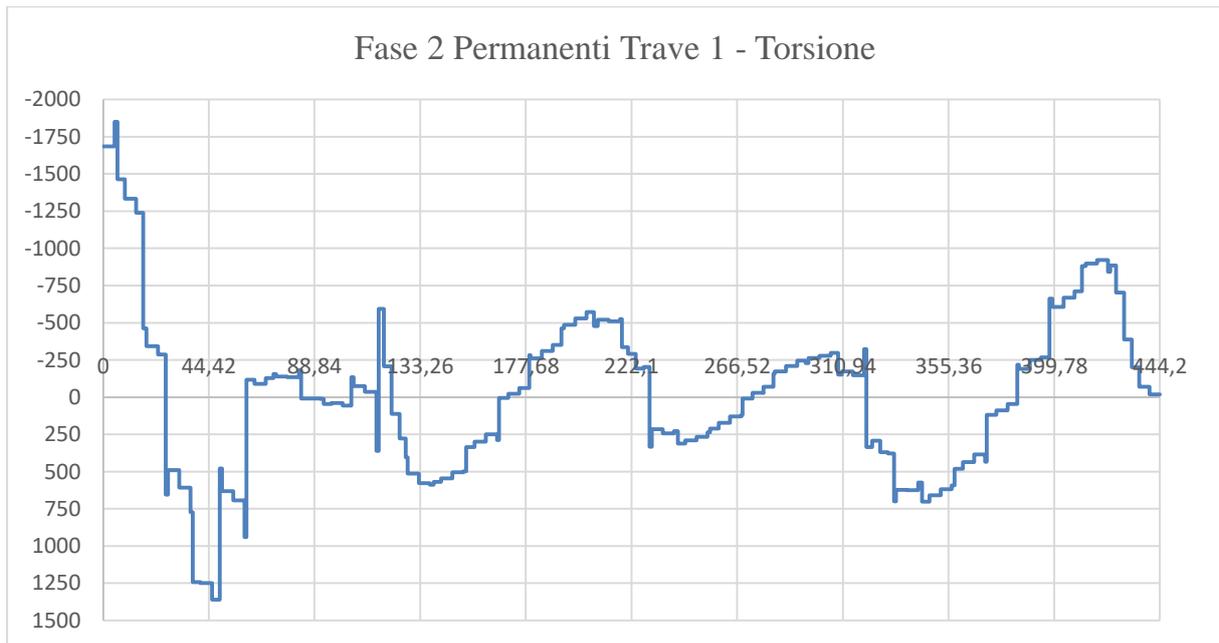


Figura 69 – Momento torcente per carichi permanenti su trave 1

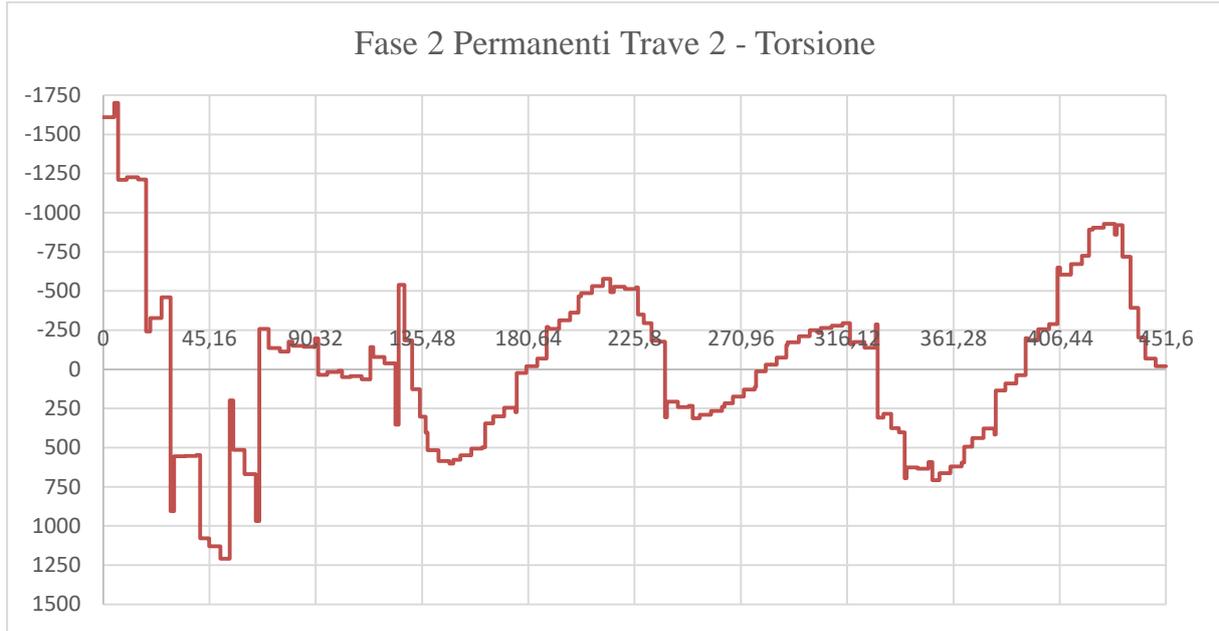


Figura 70 – Momento torcente per carichi permanenti su trave 2

7.1.4 Cedimenti – fase 2c



Figura 71 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti

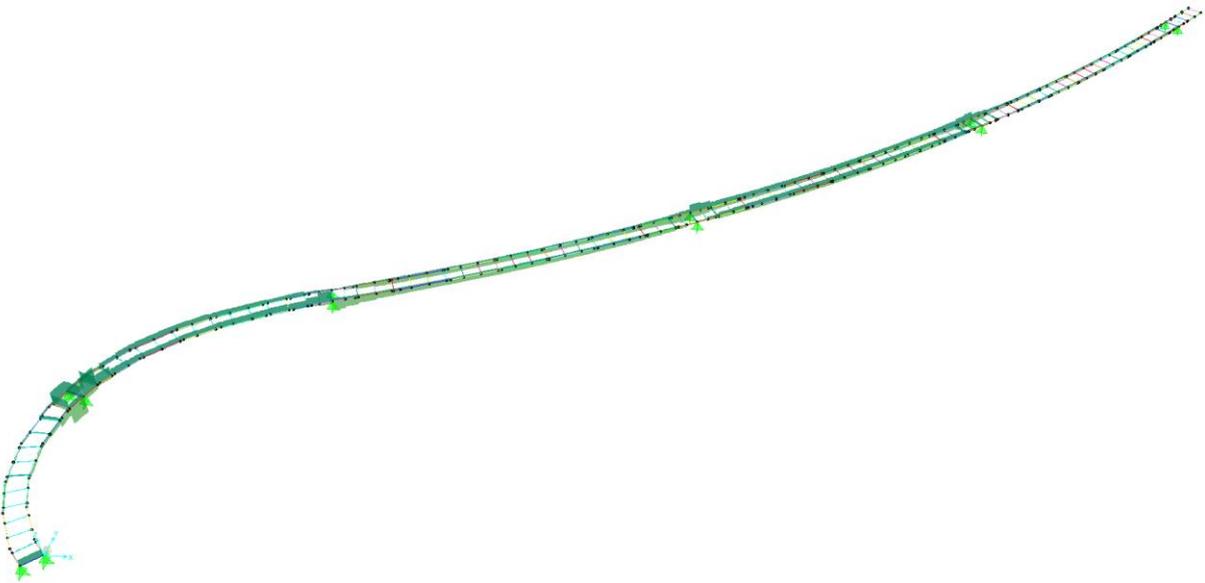


Figura 72 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti

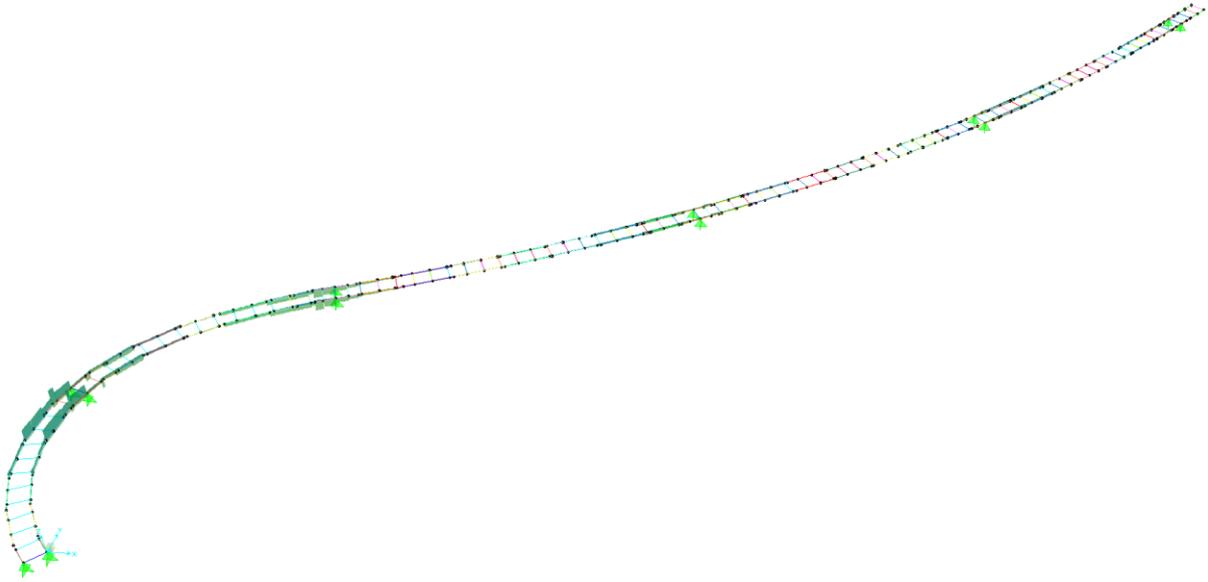


Figura 73 – Azione torcente per carichi indotti dai cedimenti

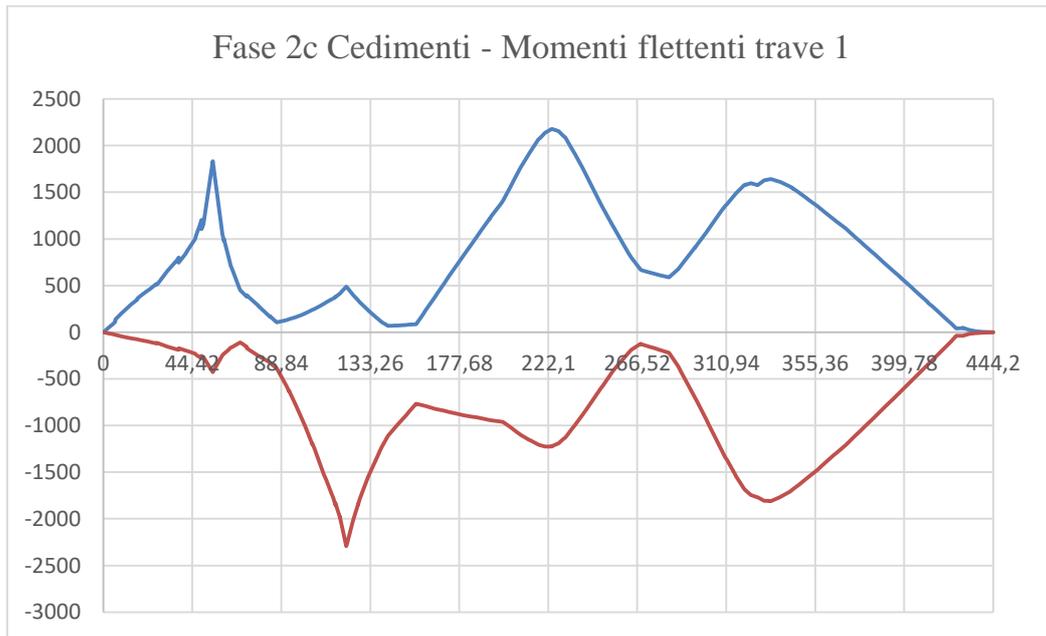


Figura 74 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1

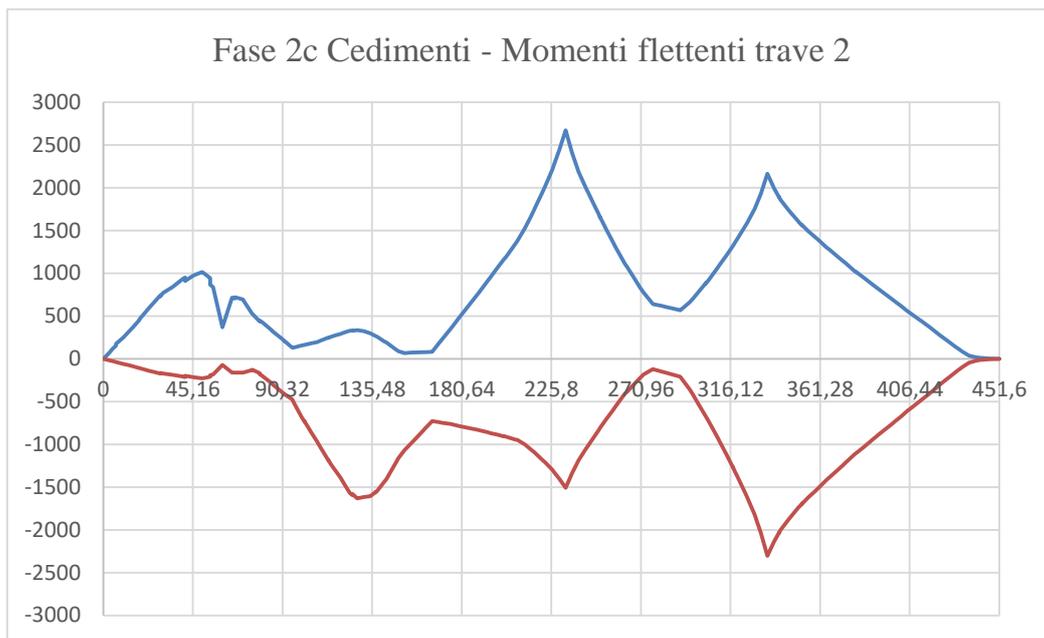


Figura 75 – Momento flettente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2

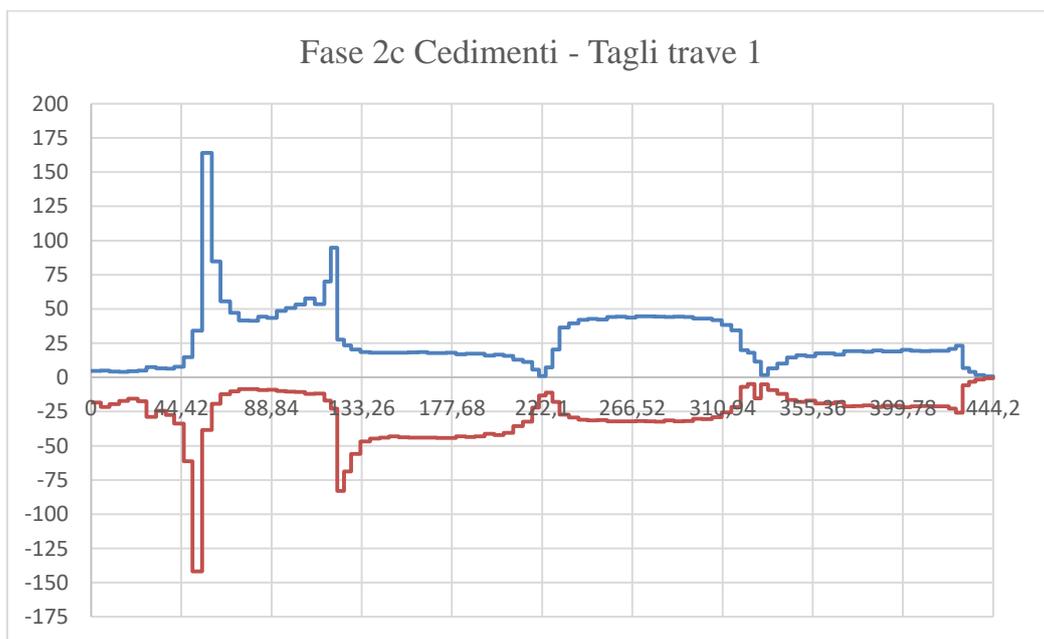


Figura 76 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 1

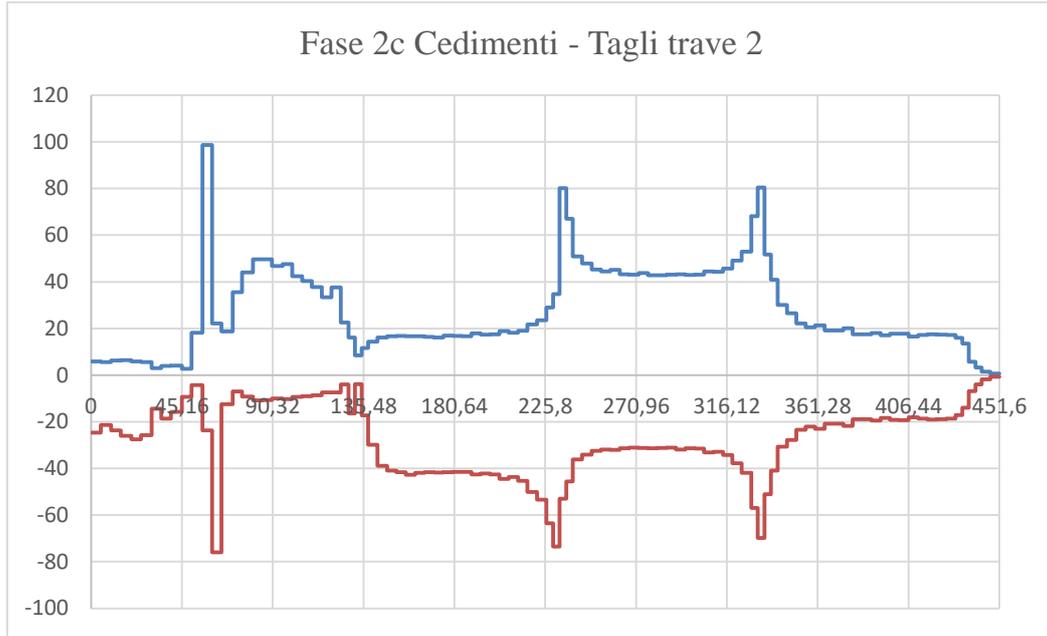


Figura 77 – Taglio per carichi indotti dai cedimenti su trave 2

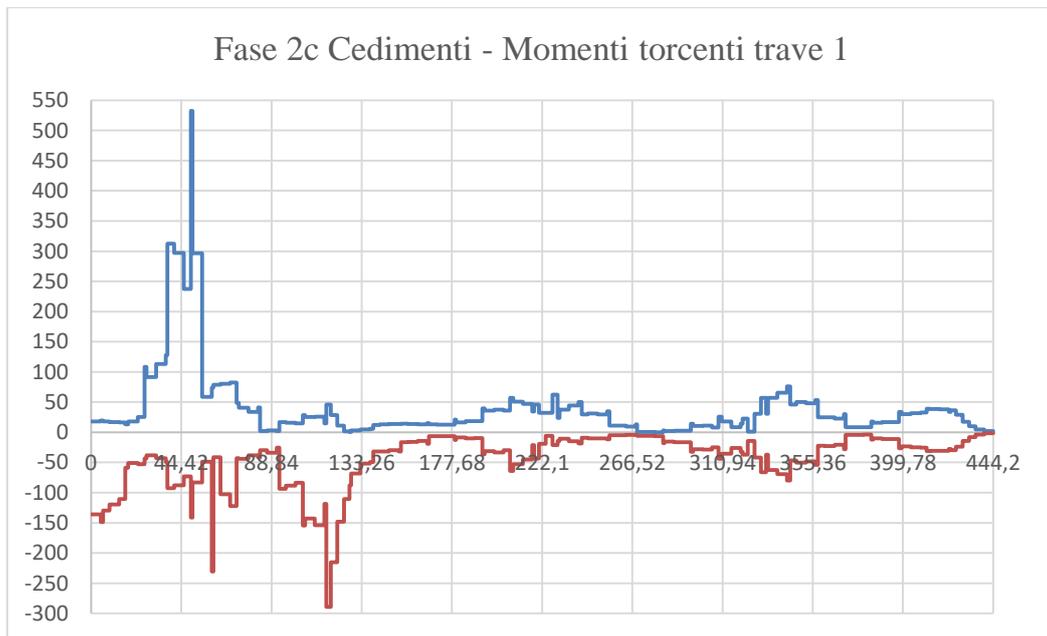


Figura 78 – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 1

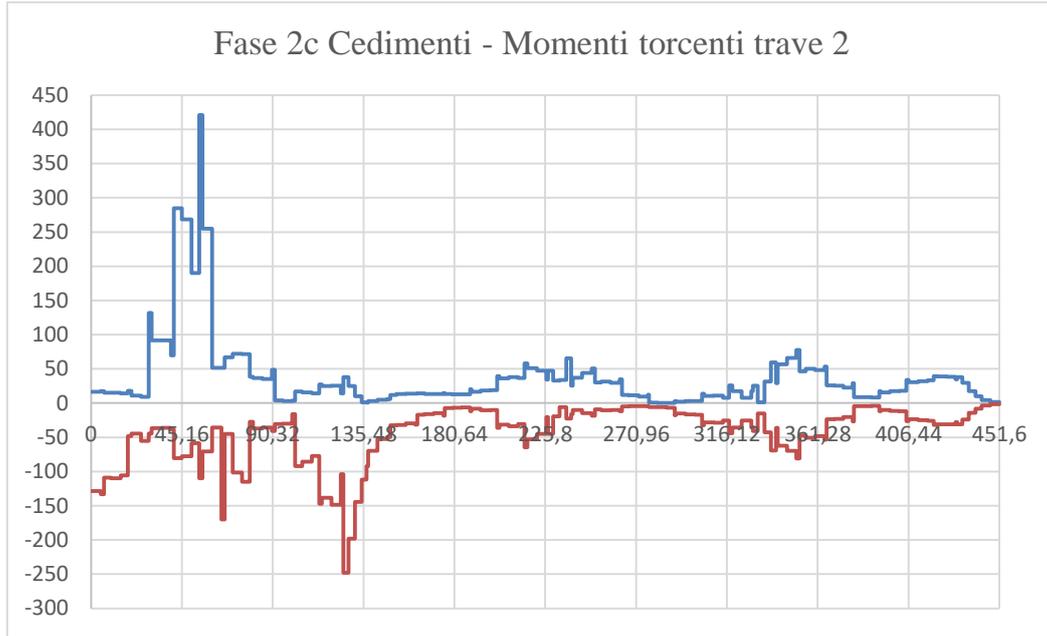


Figura 79 – Momento torcente per carichi indotti dai cedimenti su trave 2

7.1.5 Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi da SP2 a pila IP2)

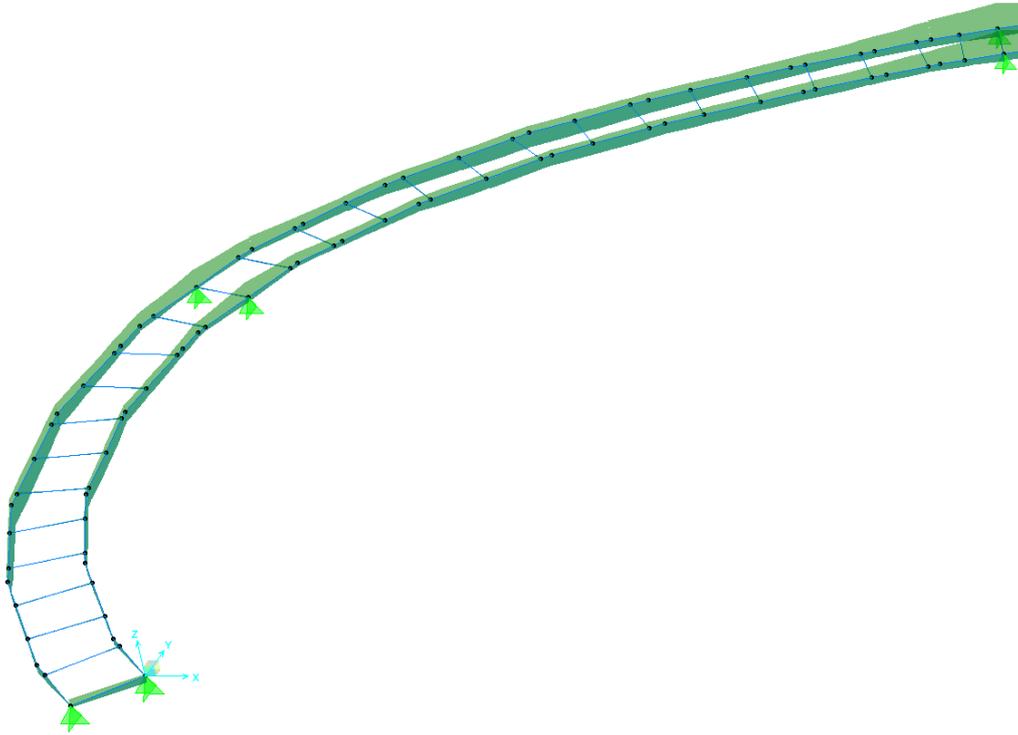


Figura 80 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da SP2 a IP2)

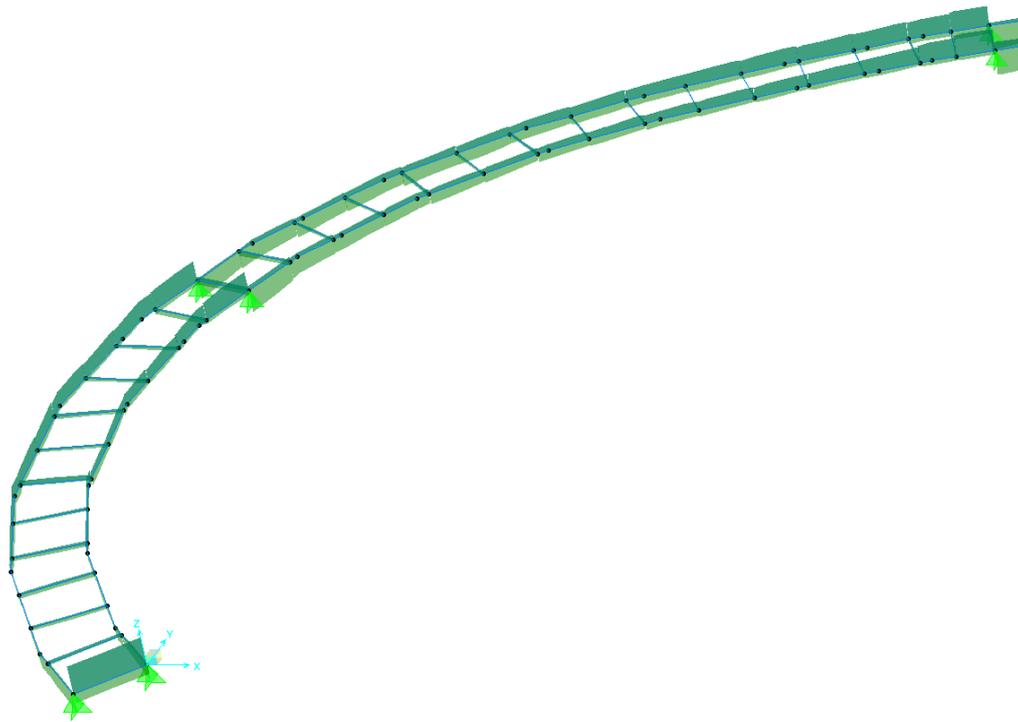


Figura 81 – Taglio per carichi accidentali mezzi (da SP2 a IP2)

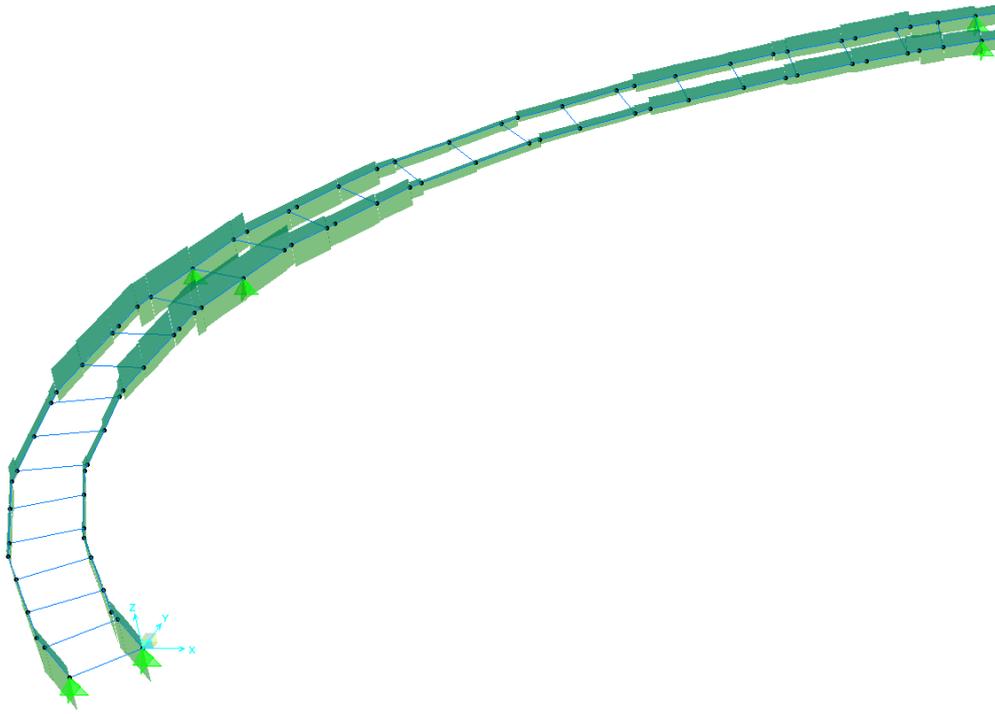


Figura 82 – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da SP2 a IP2)

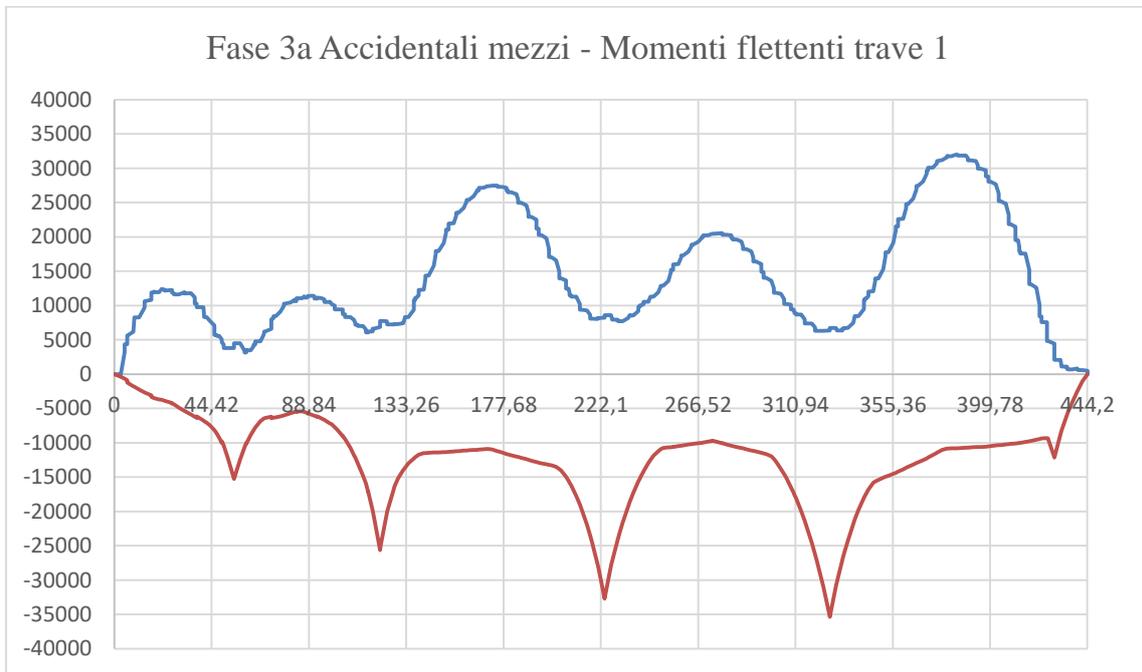


Figura 83 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da SP2 a IP2)

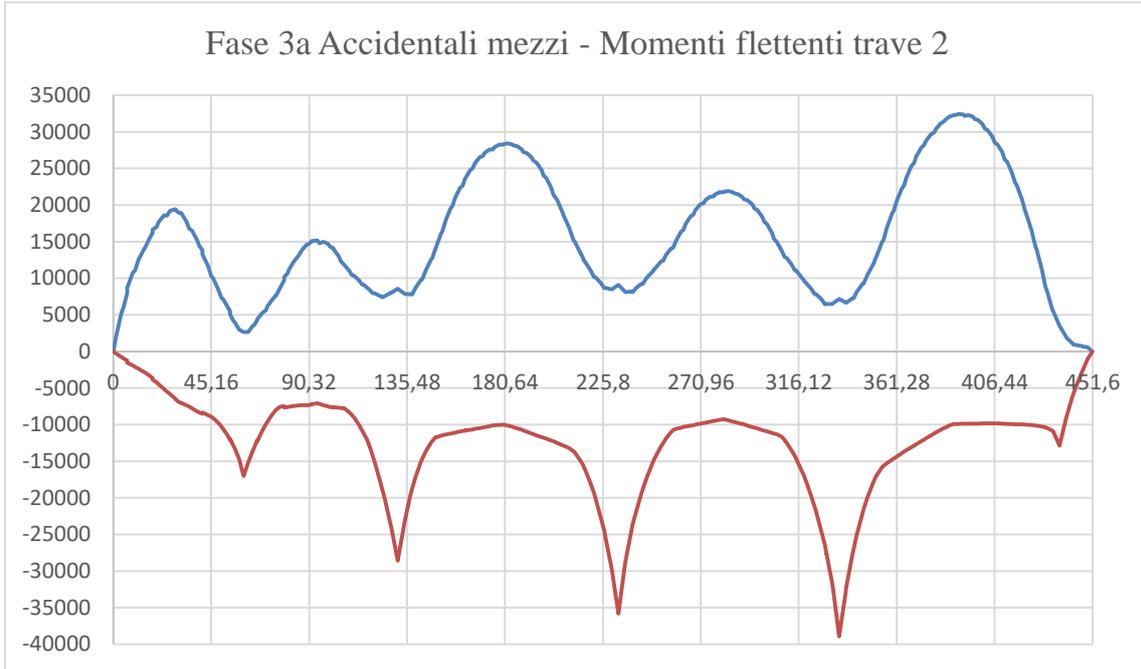


Figura 84 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da SP2 a IP2)

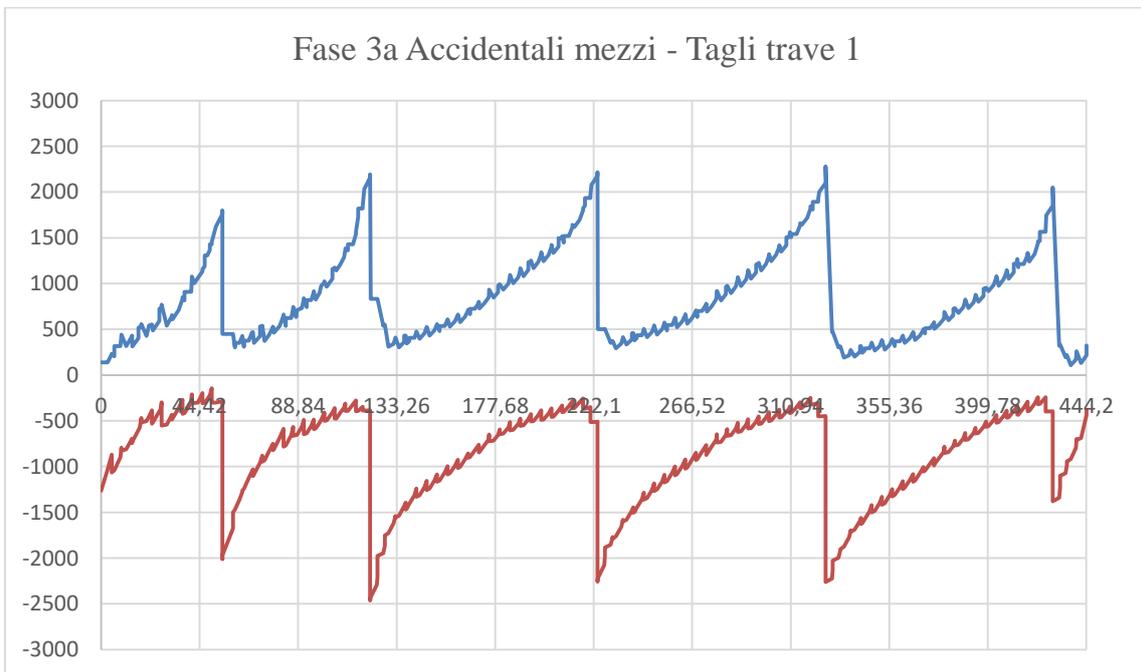


Figura 85 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da SP2 a IP2)

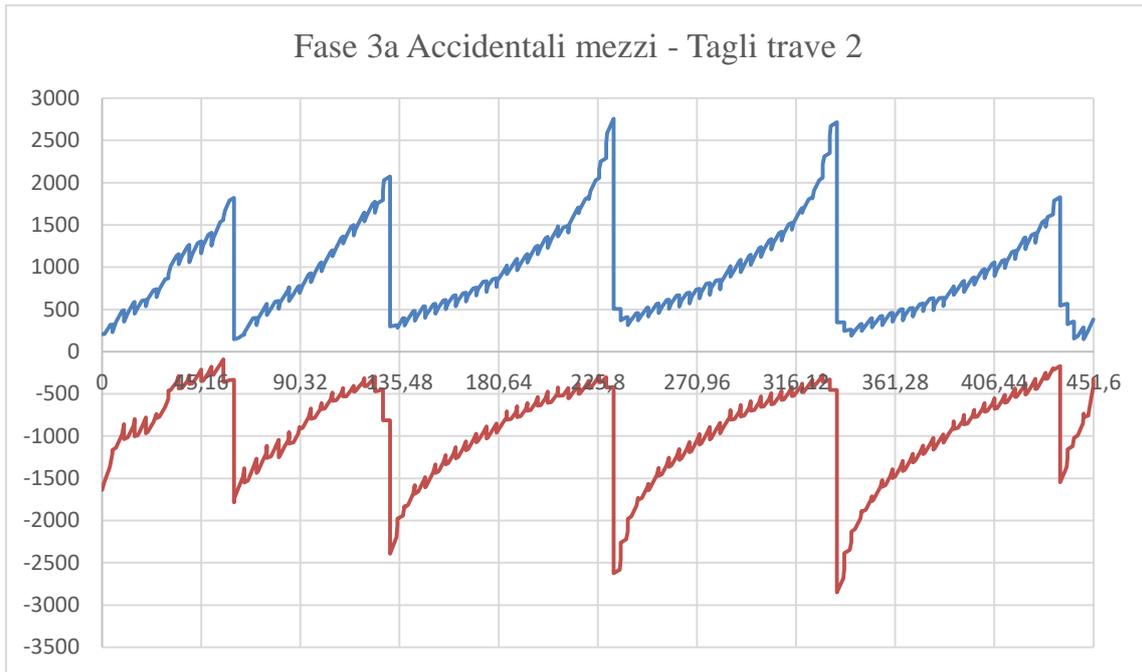


Figura 86 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da SP2 a IP2)

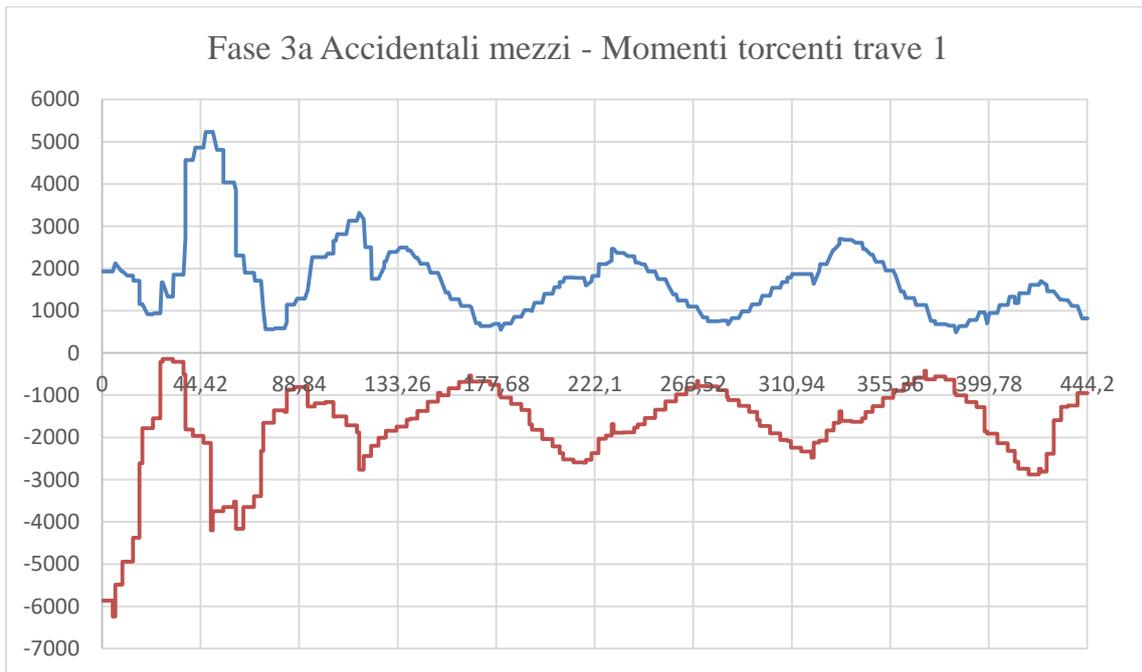


Figura 87 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da SP2 a IP2)

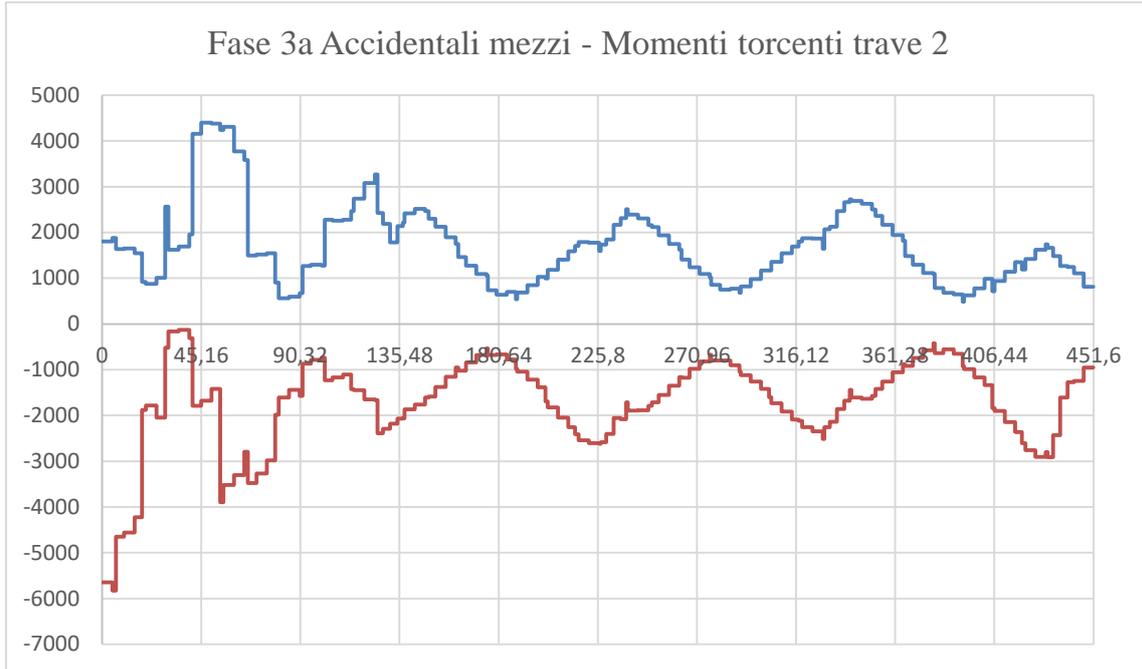


Figura 88 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da SP2 a IP2)

7.1.6 Accidentali mezzi – fase 3 (valori validi da IP2 alla fine)

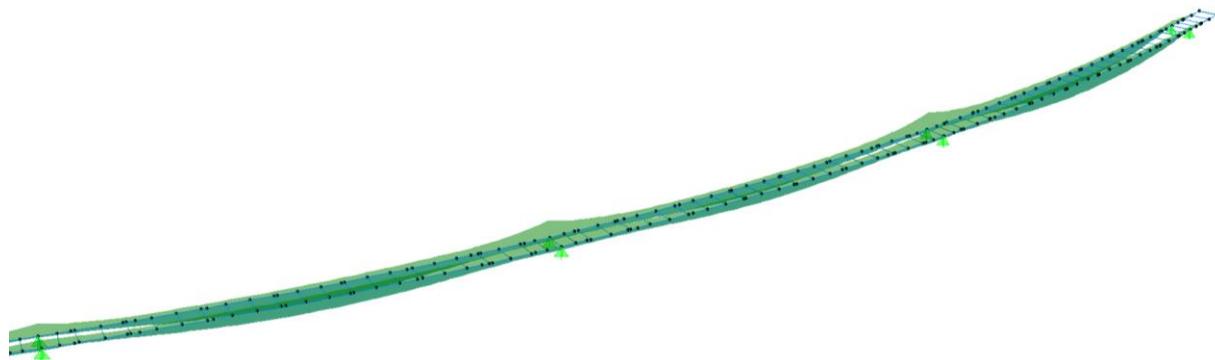


Figura 89 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi (da IP2 alla fine)

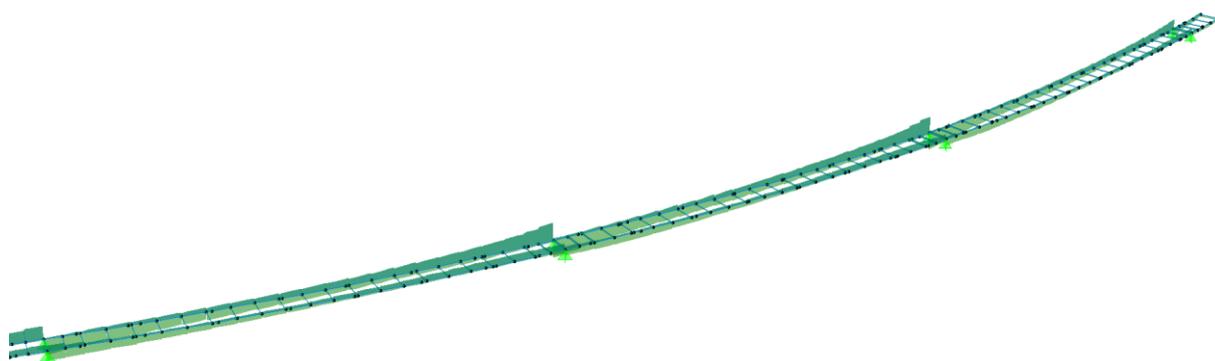


Figura 90 – Taglio per carichi accidentali mezzi (da IP2 alla fine)

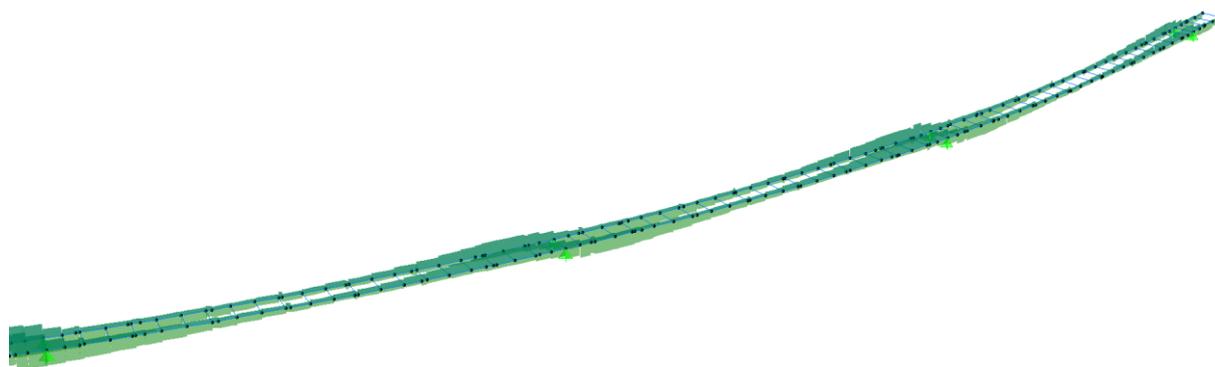


Figura 91 – Azione torcente per carichi accidentali mezzi (da IP2 alla fine)

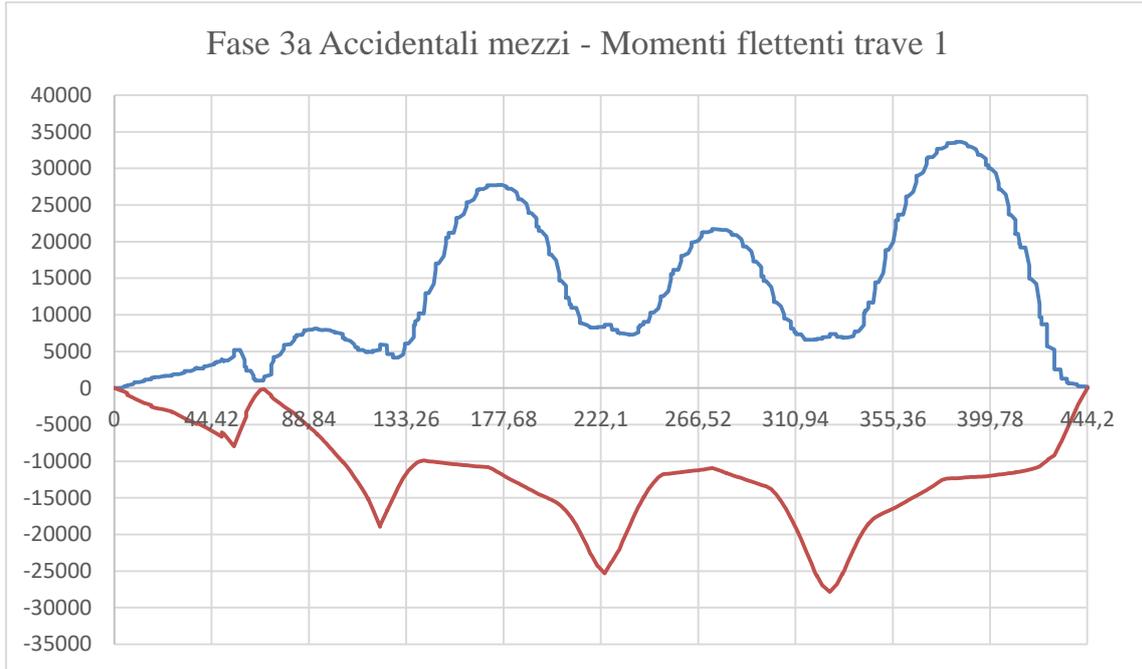


Figura 92 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da IP2 alla fine)

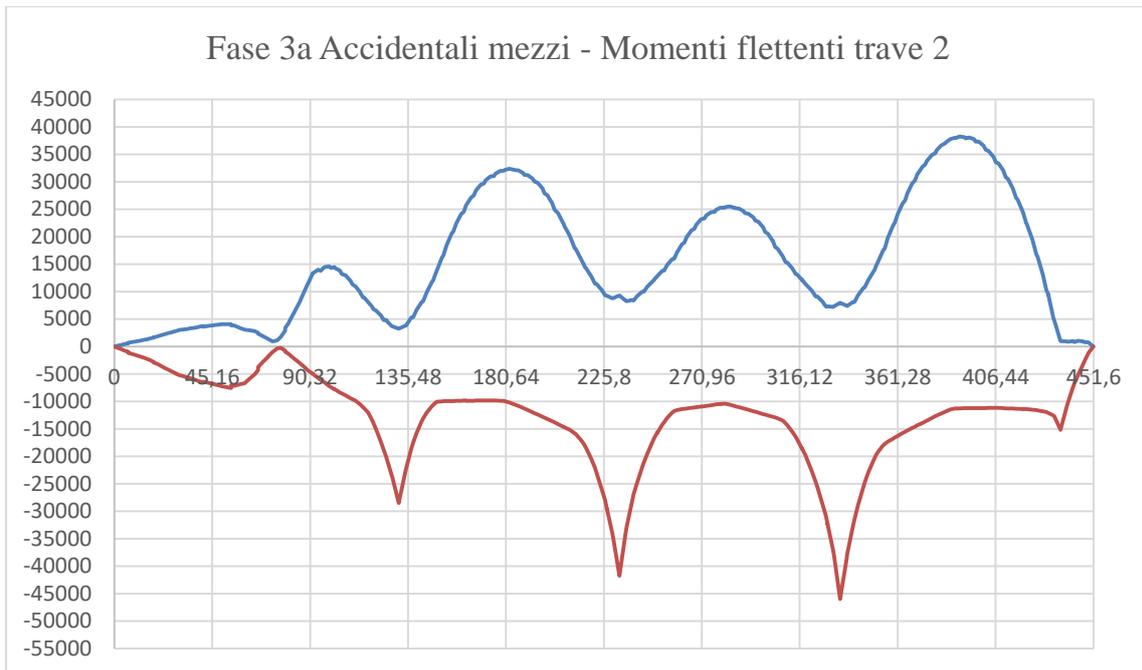


Figura 93 – Momento flettente per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da IP2 alla fine)

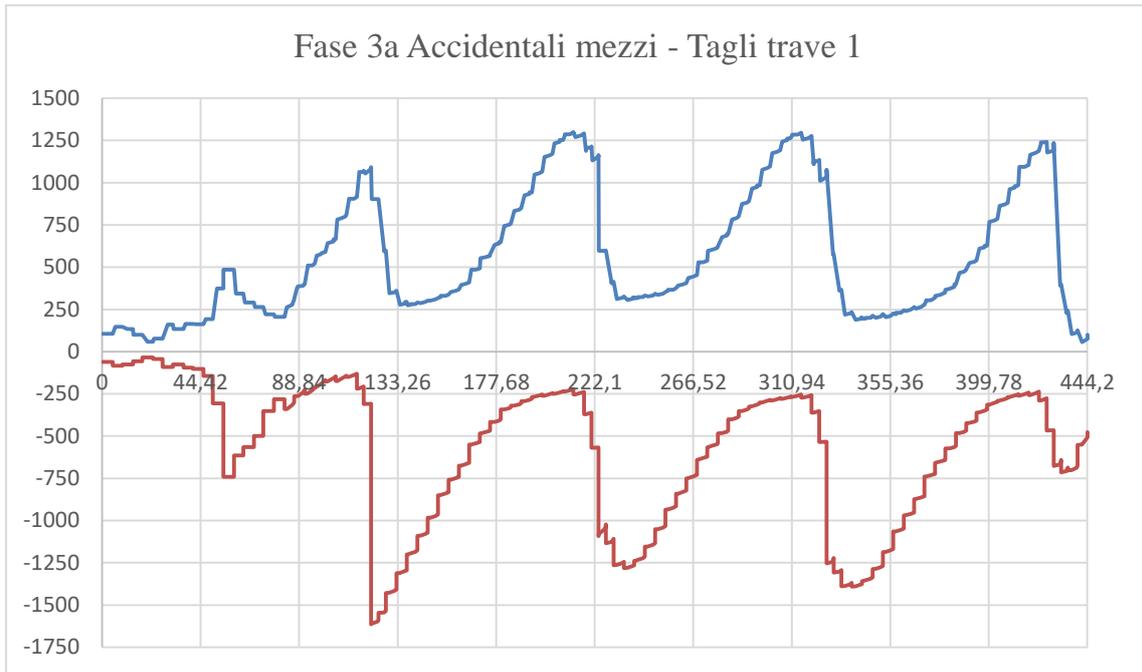


Figura 94 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da IP2 alla fine)

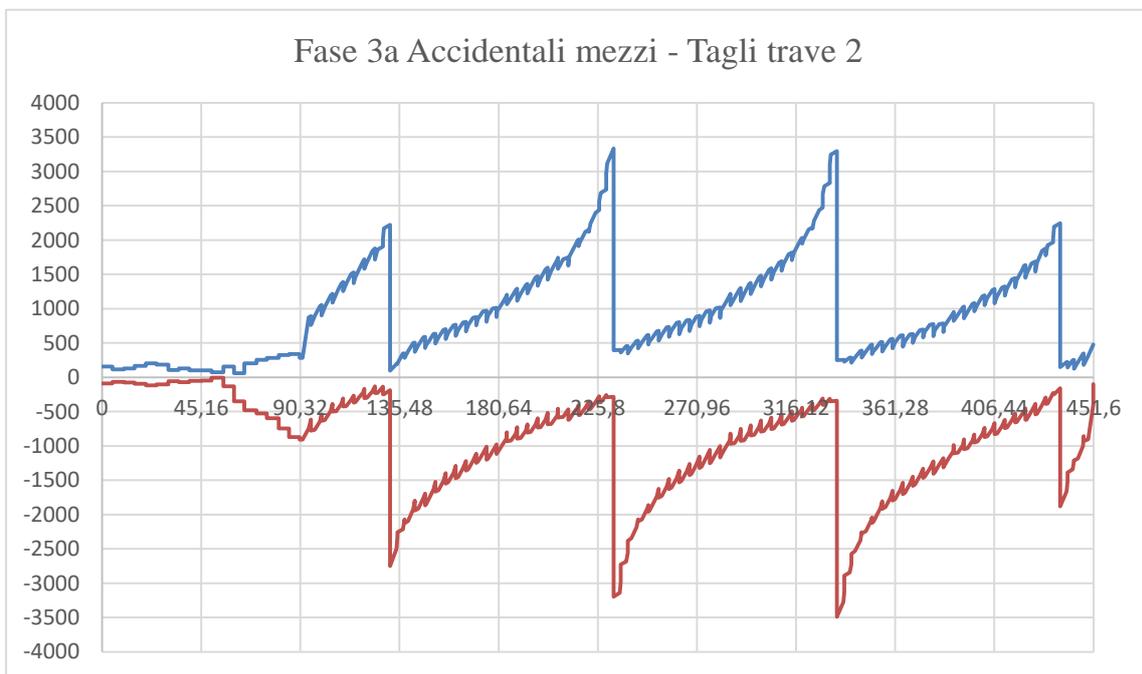


Figura 95 – Taglio per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da IP2 alla fine)

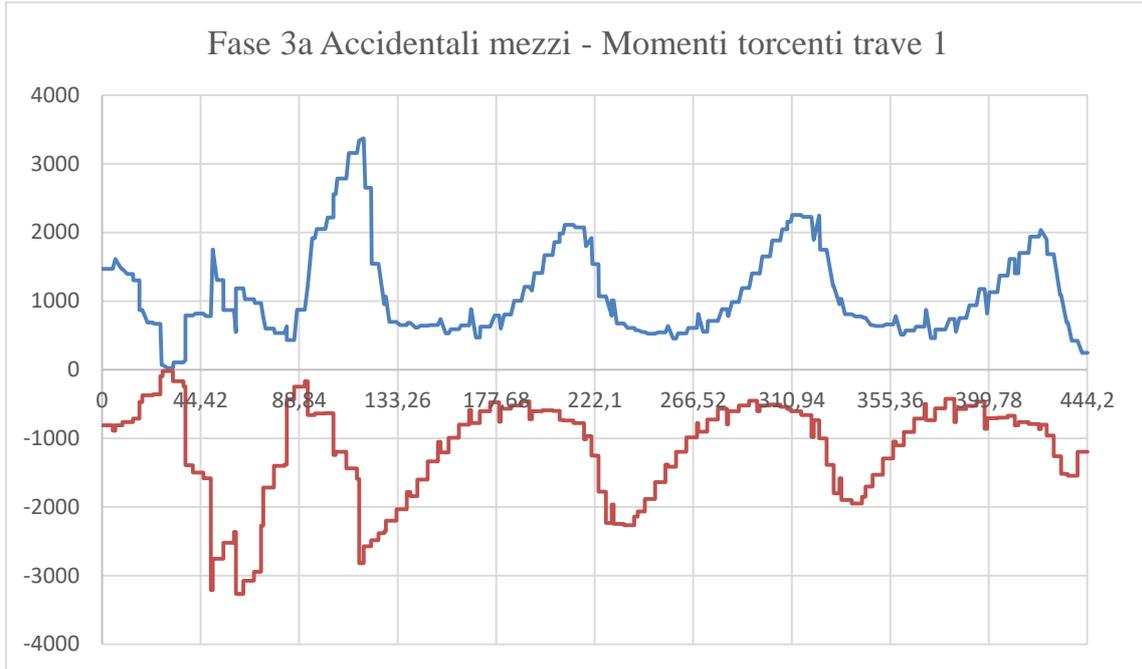


Figura 96 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 1 (da IP2 alla fine)

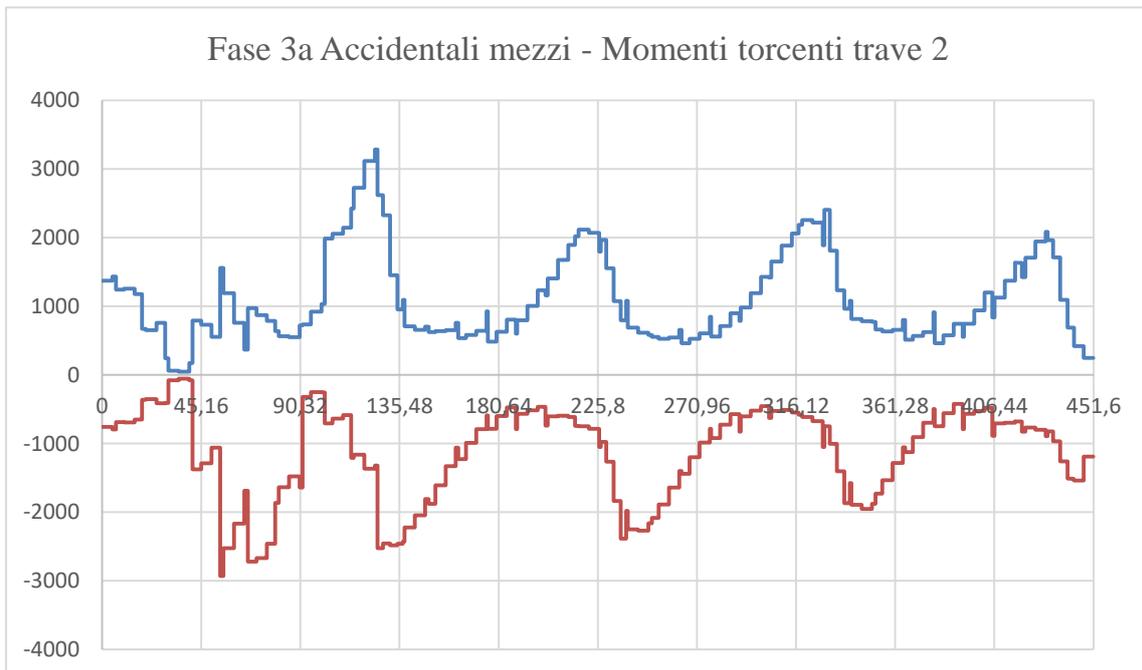


Figura 97 – Momento torcente per carichi accidentali mezzi su trave 2 (da IP2 alla fine)

7.1.7 Accidentali folla – fase 3 (valori validi da SP2 a pila IP2)

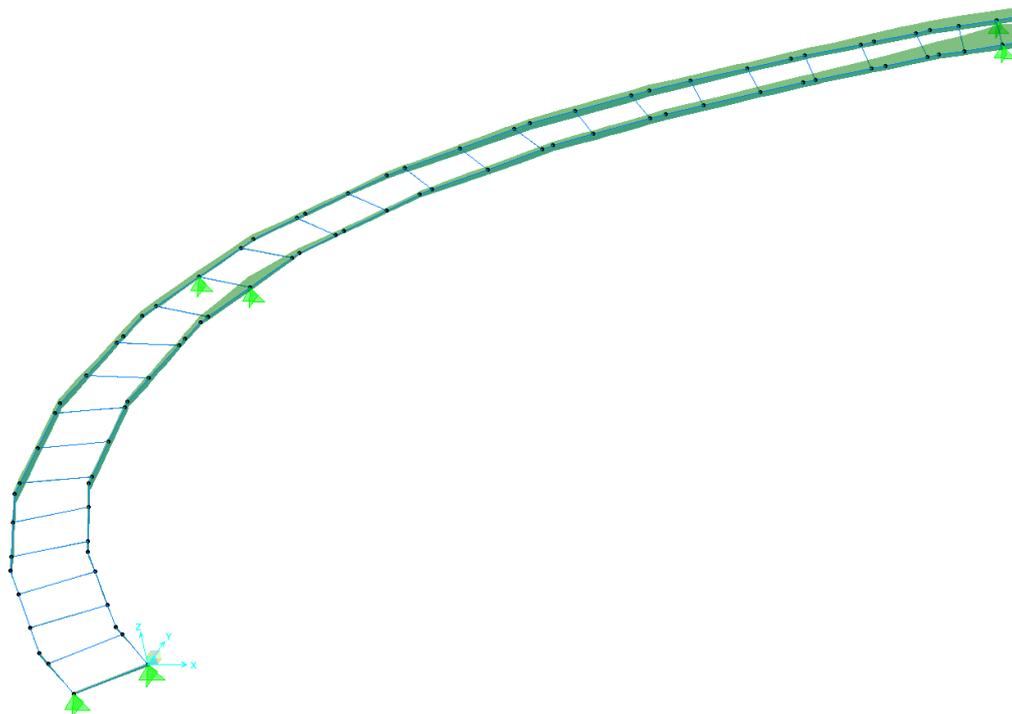


Figura 98 – Momento flettente per carichi accidentali folla (da SP2 a IP2)

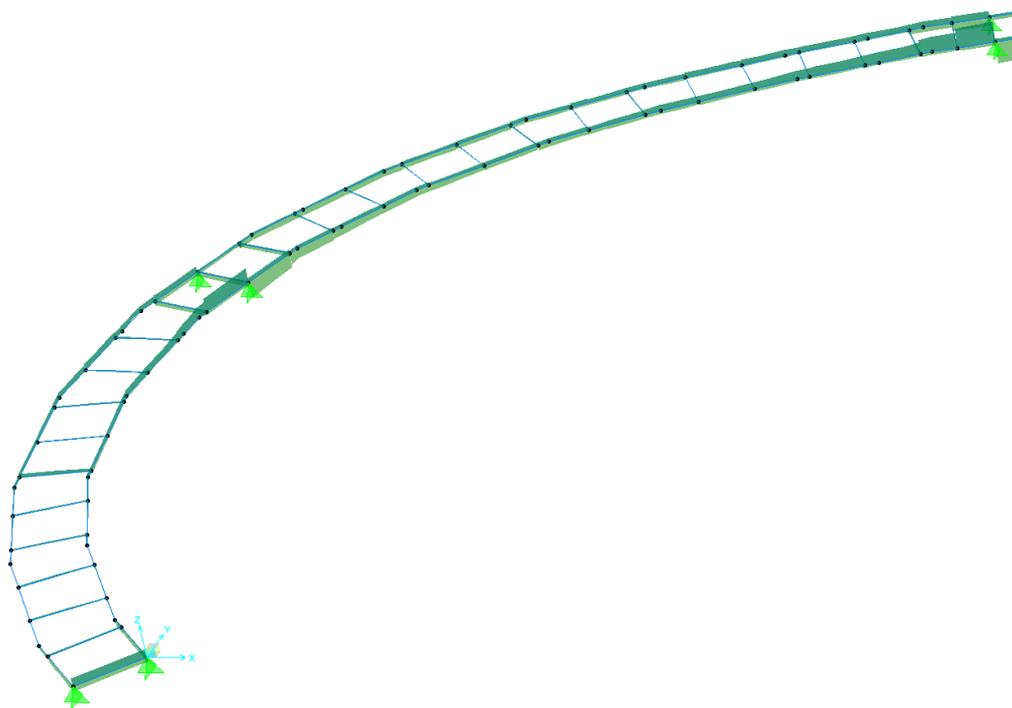


Figura 99 – Taglio per carichi accidentali folla (da SP2 a IP2)

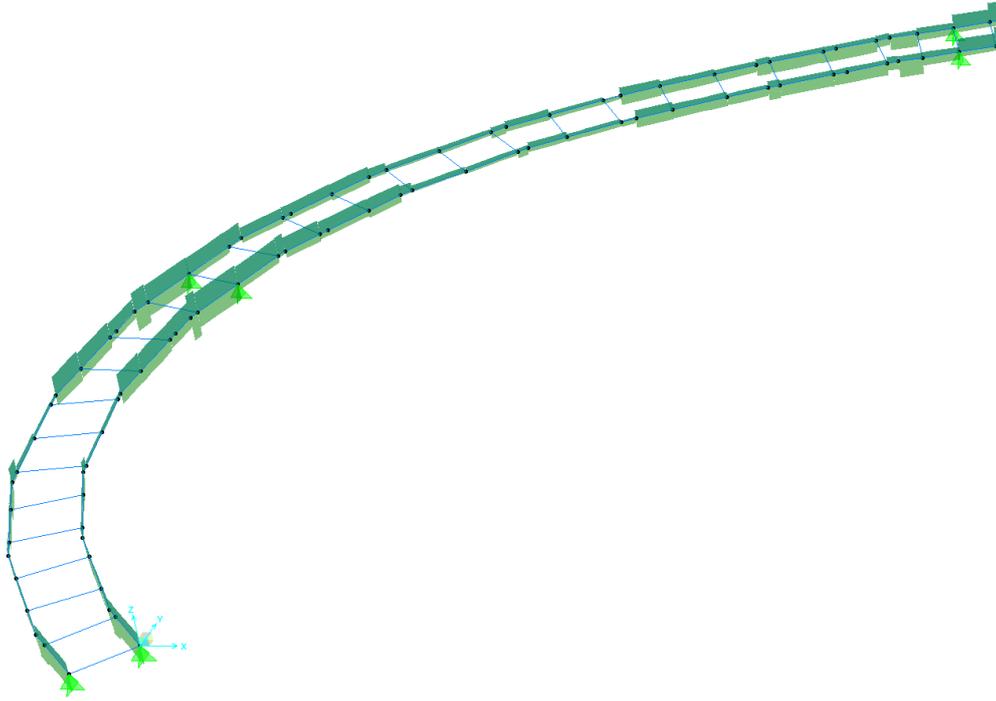


Figura 100 – Azione torcente per carichi accidentali folla (da SP2 a IP2)

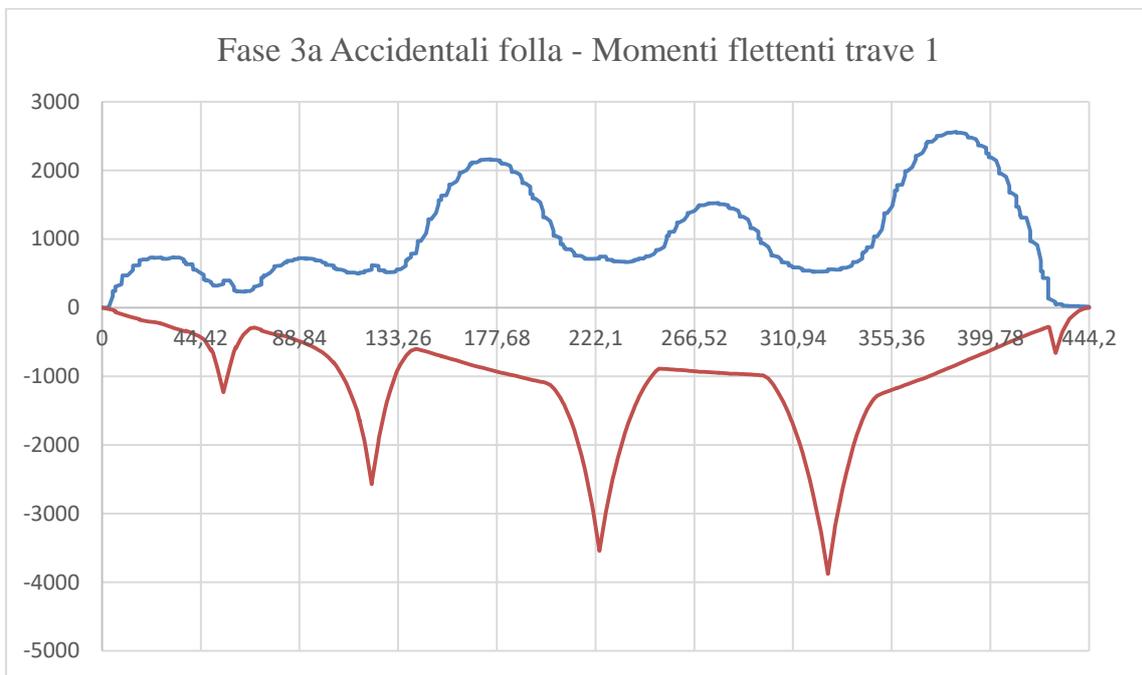


Figura 101 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 1 (da SP2 a IP2)

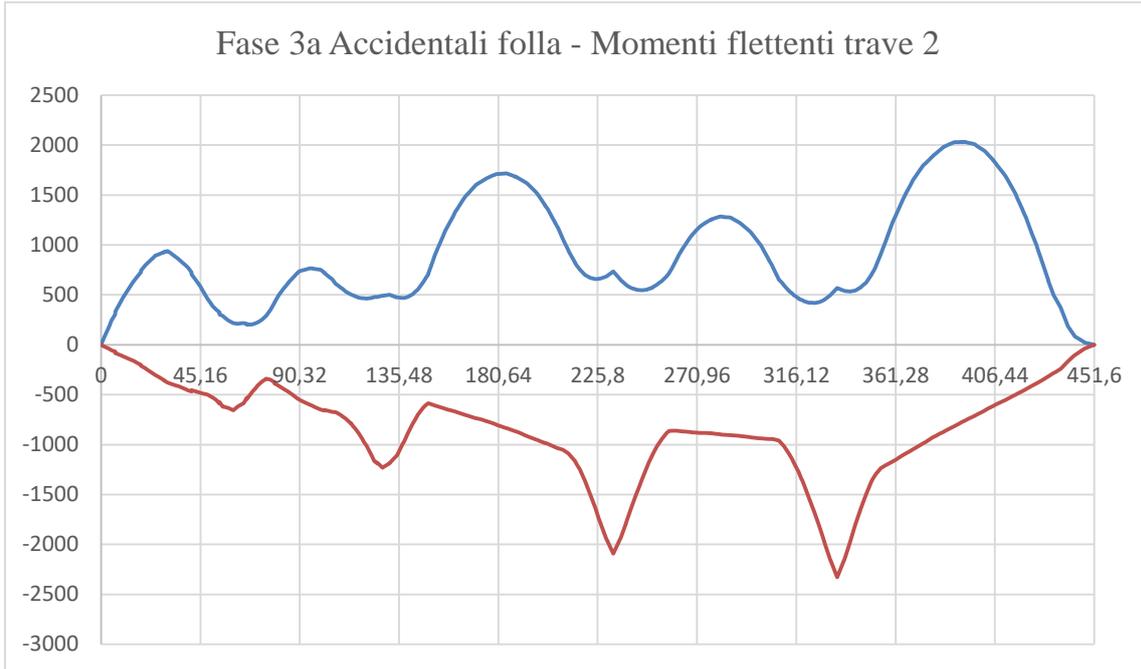


Figura 102 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 2 (da SP2 a IP2)

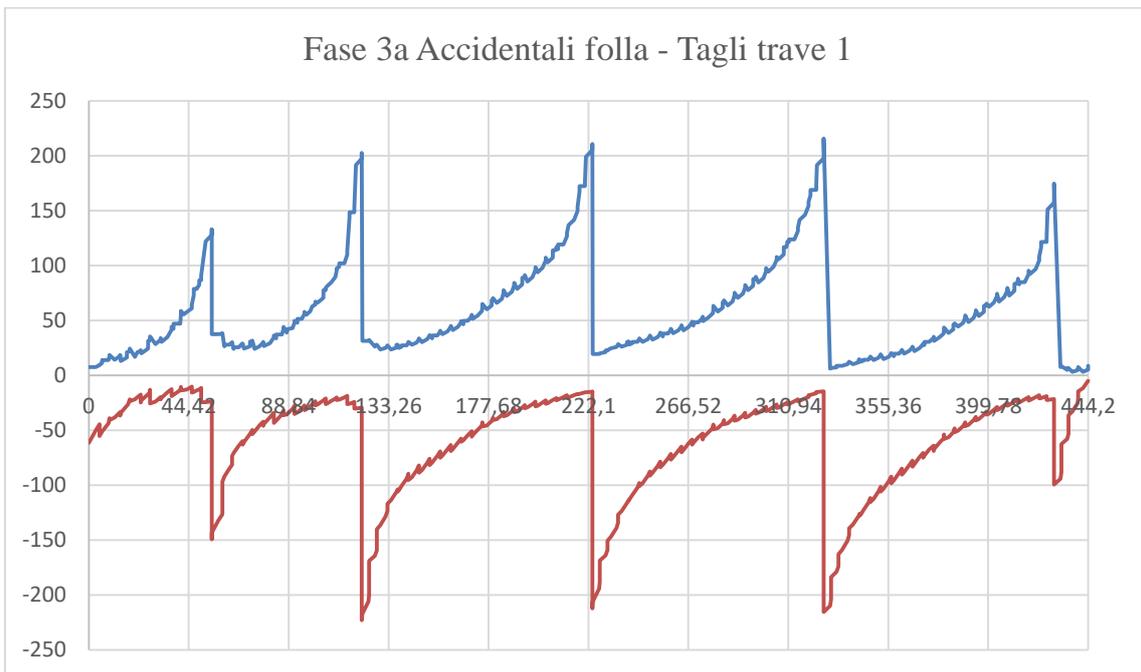


Figura 103 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 1 (da SP2 a IP2)

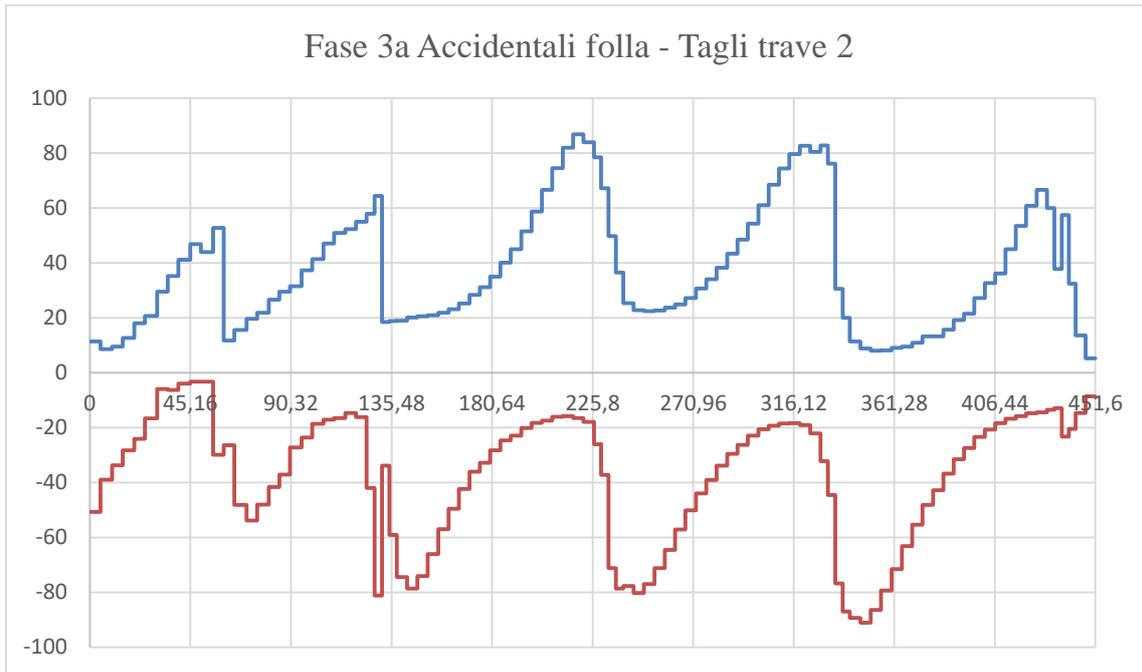


Figura 104 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 2 (da SP2 a IP2)

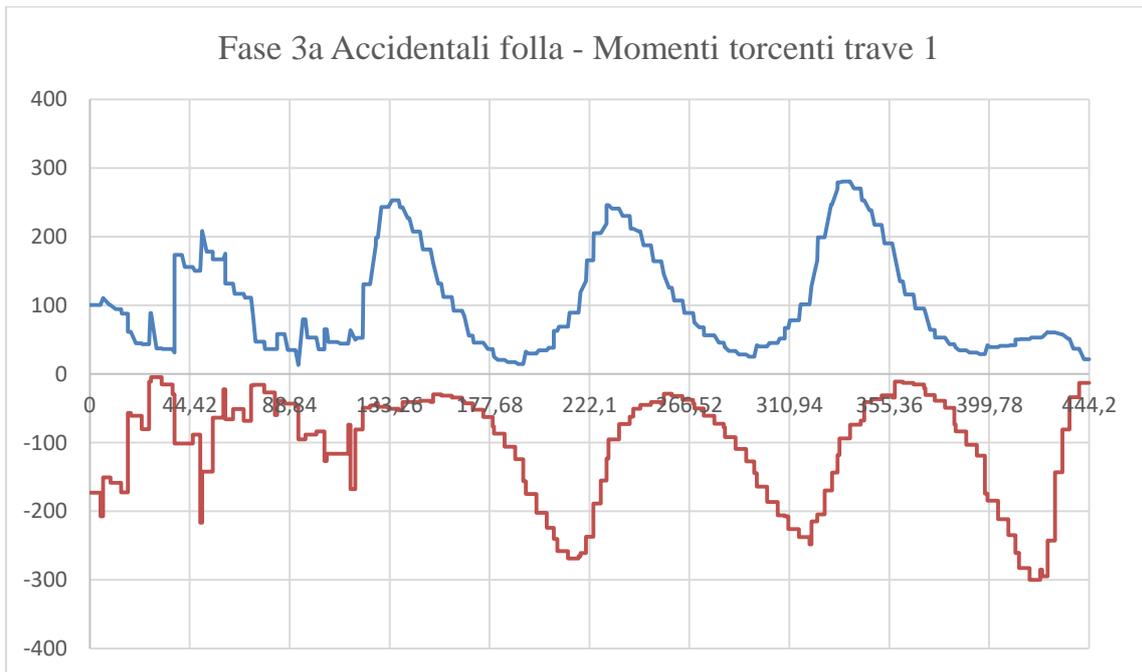


Figura 105 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 1 (da SP2 a IP2)

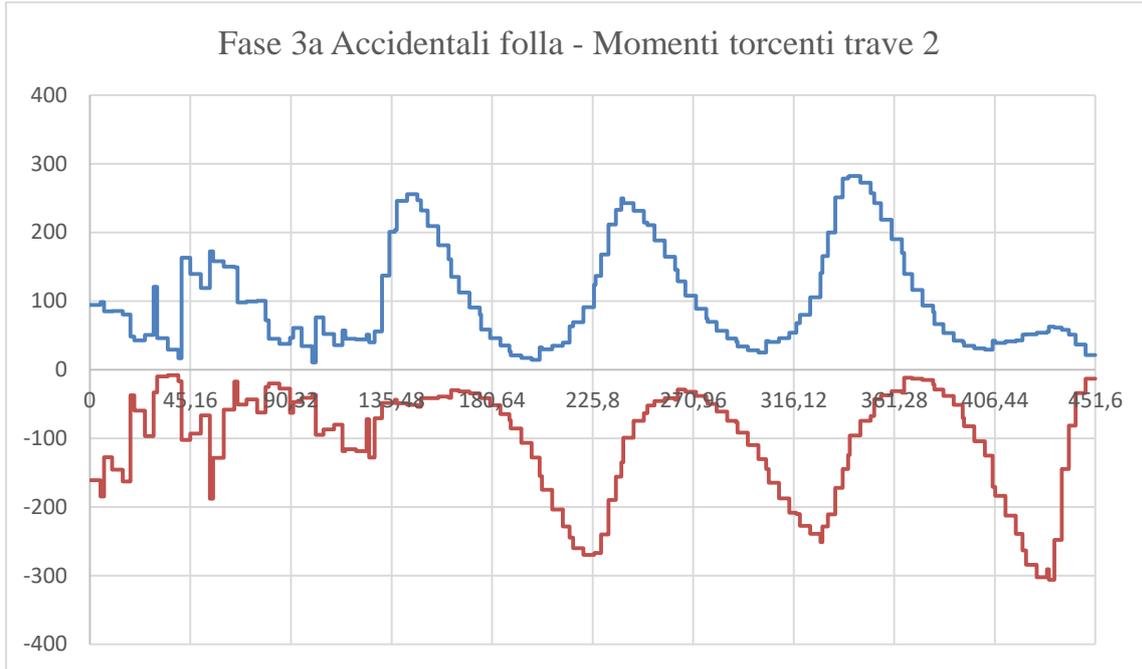


Figura 106 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 2 (da SP2 a IP2)

7.1.8 Accidentali folla – fase 3 (valori validi da IP2 alla fine)



Figura 107 – Momento flettente per carichi accidentali folla (da IP2 alla fine)



Figura 108 – Taglio per carichi accidentali folla (da IP2 alla fine)

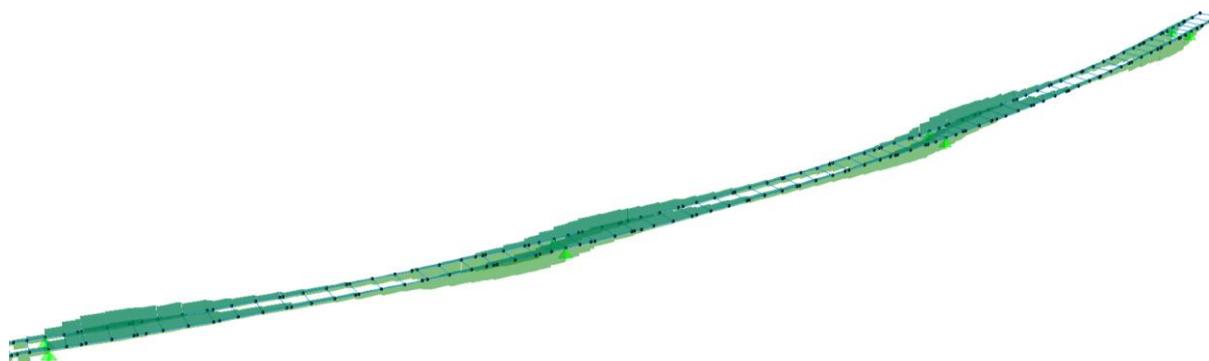


Figura 109 – Azione torcente per carichi accidentali folla (da IP2 alla fine)

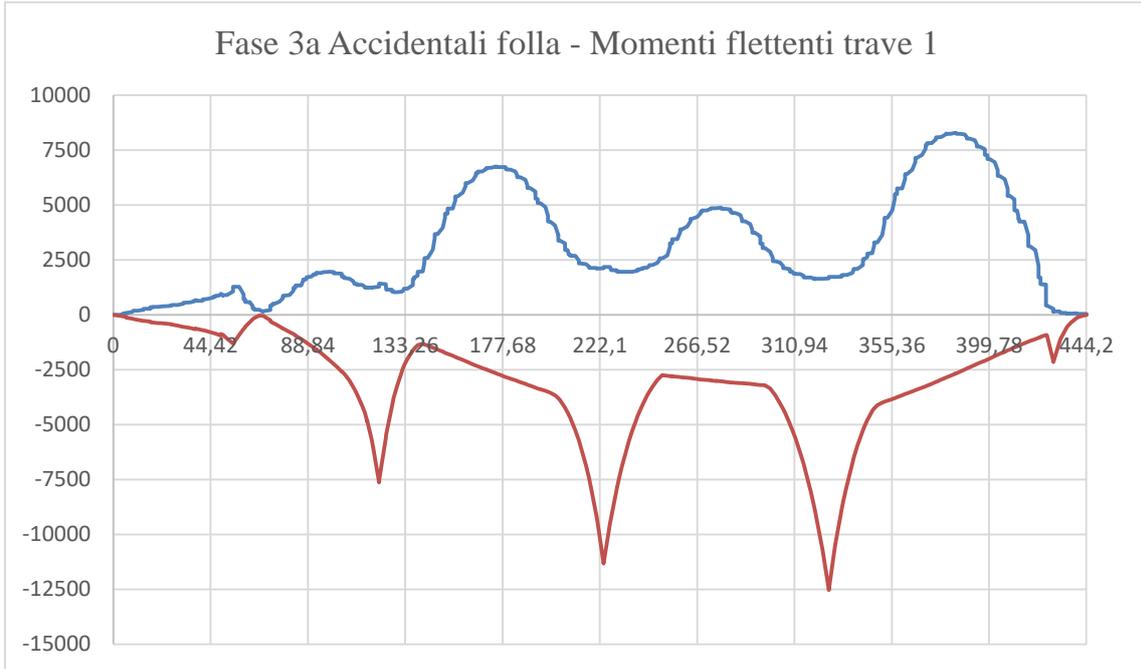


Figura 110 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 1 (da IP2 alla fine)

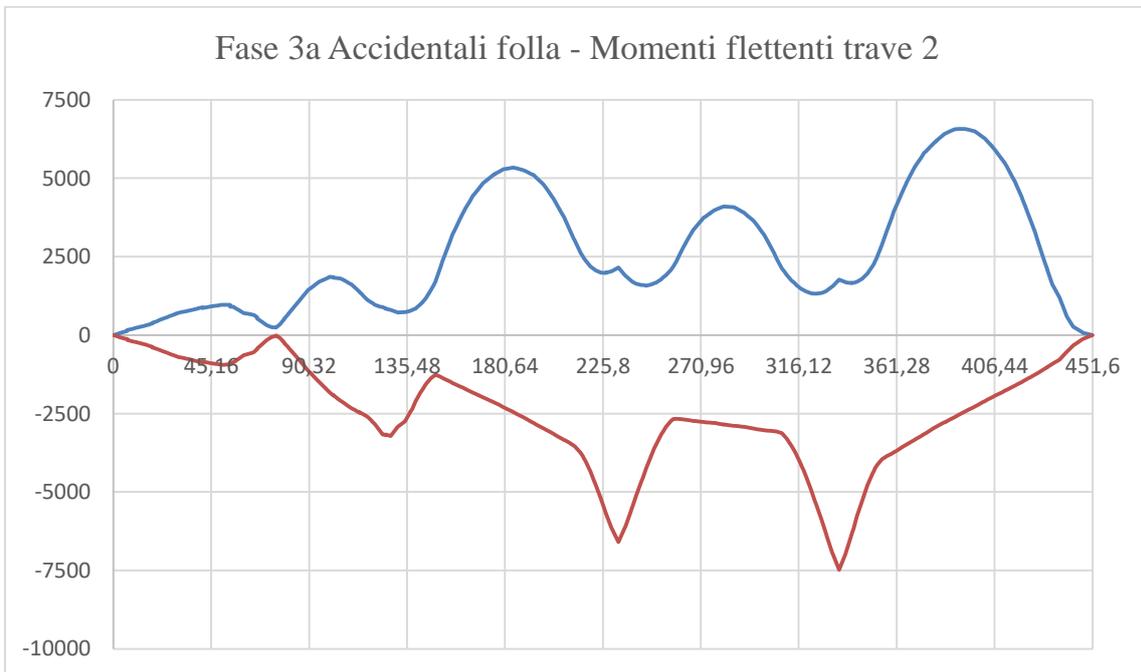


Figura 111 – Momento flettente per carichi accidentali folla su trave 2 (da IP2 alla fine)

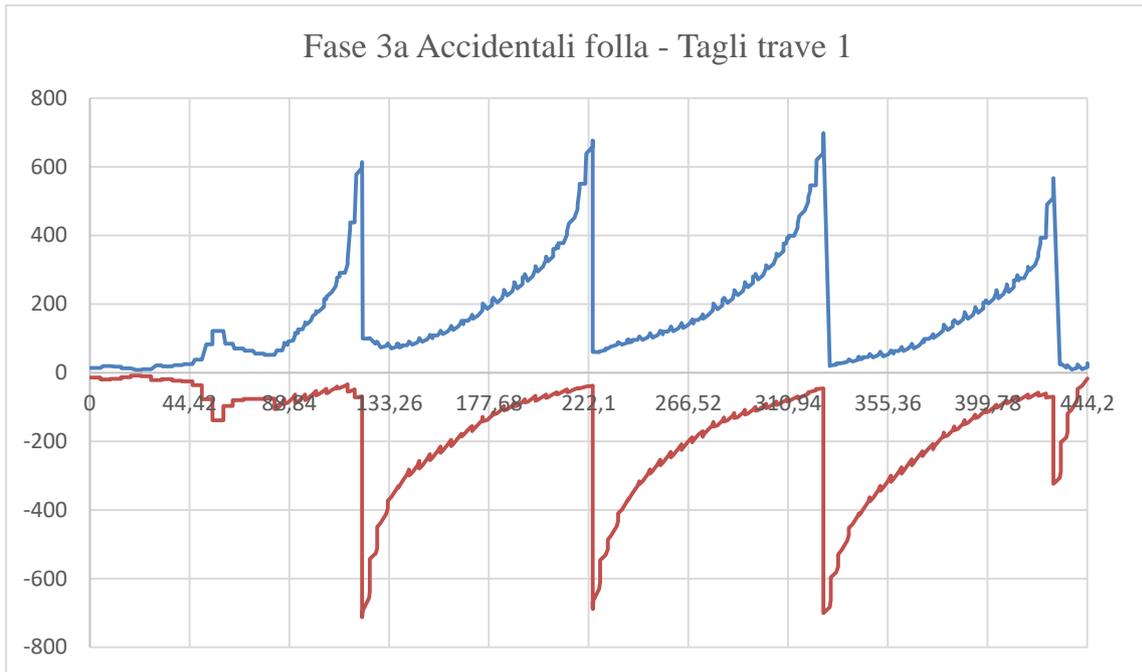


Figura 112 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 1 (da IP2 alla fine)

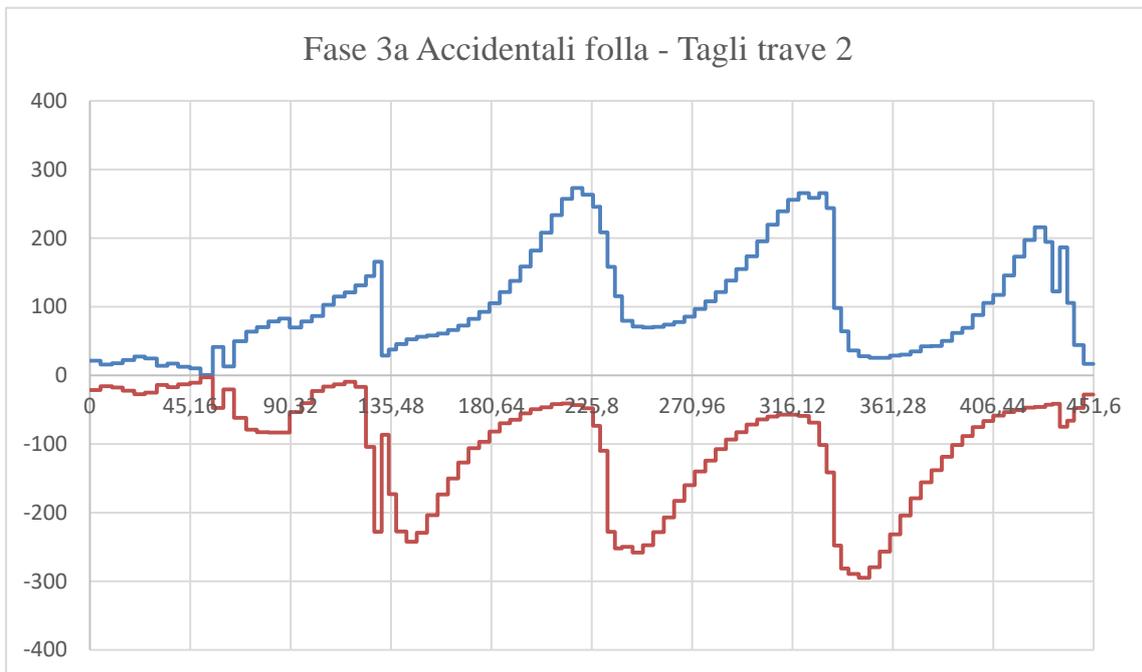


Figura 113 – Taglio per carichi accidentali folla su trave 2 (da IP2 alla fine)

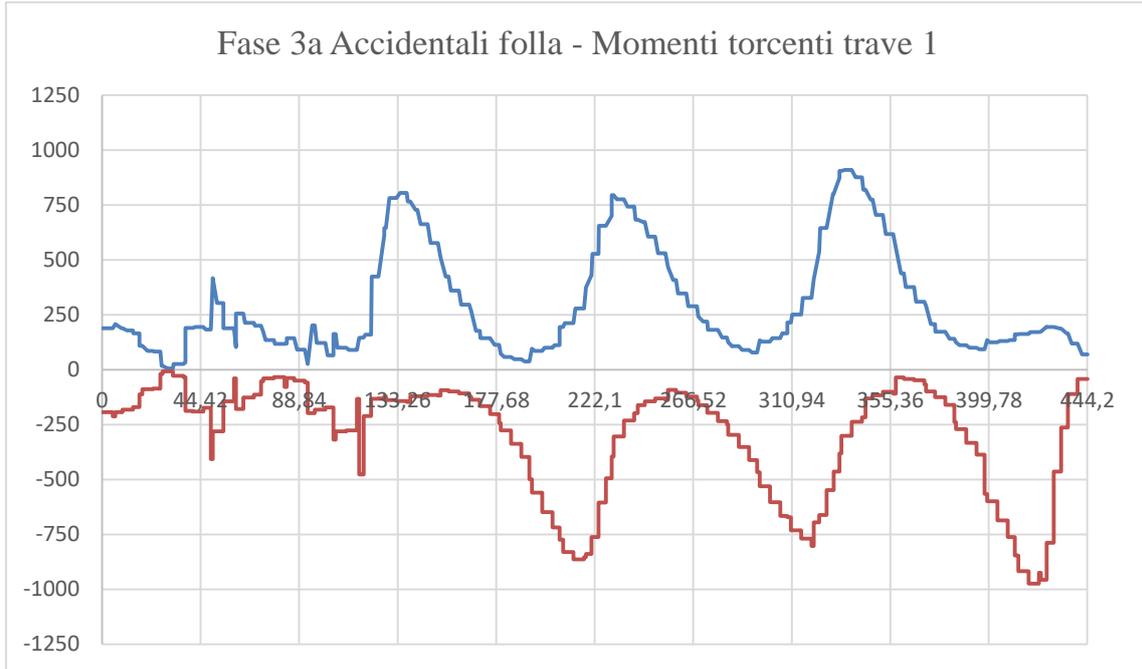


Figura 114 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 1 (da IP2 alla fine)

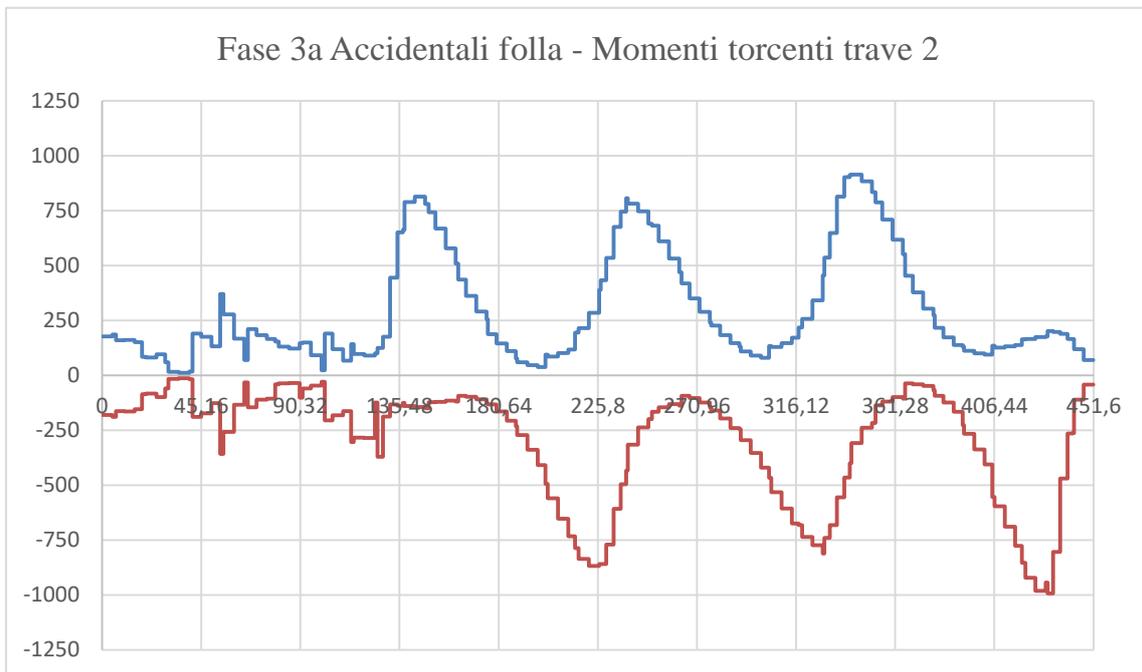


Figura 115 – Momento torcente per carichi accidentali folla su trave 2 (da IP2 alla fine)

7.1.9 Vento – fase 3

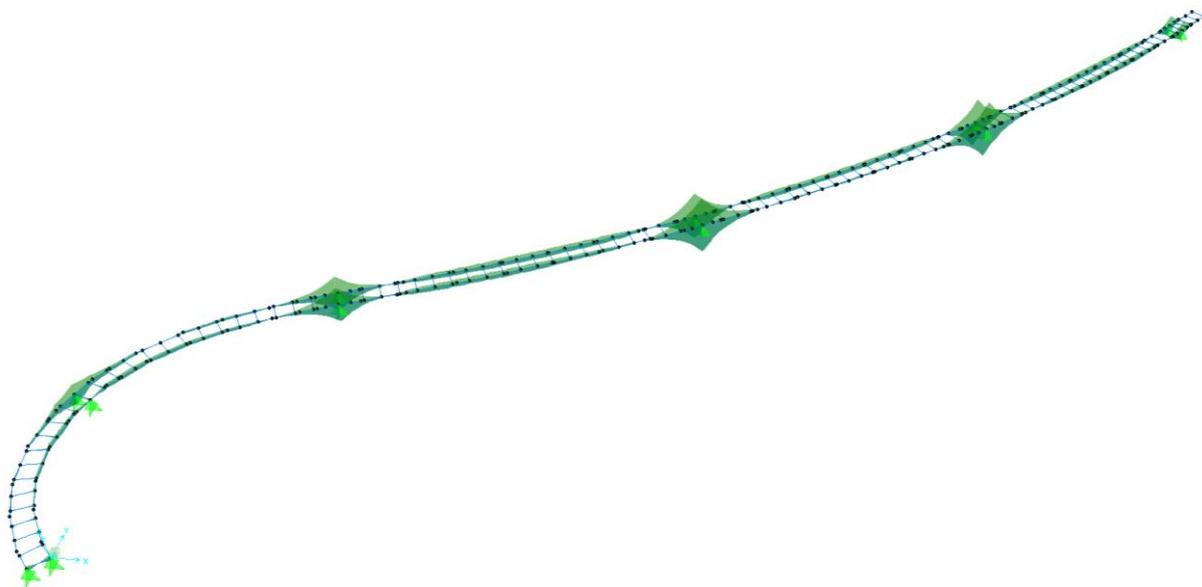


Figura 116 – Momento flettente per carichi vento

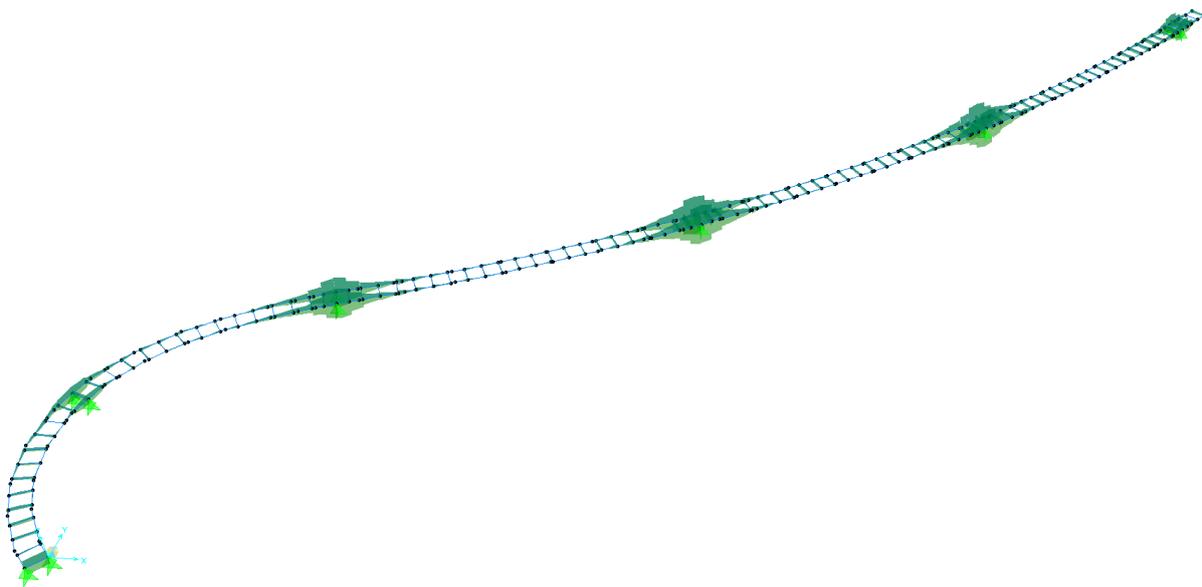


Figura 117 – Taglio per carichi vento

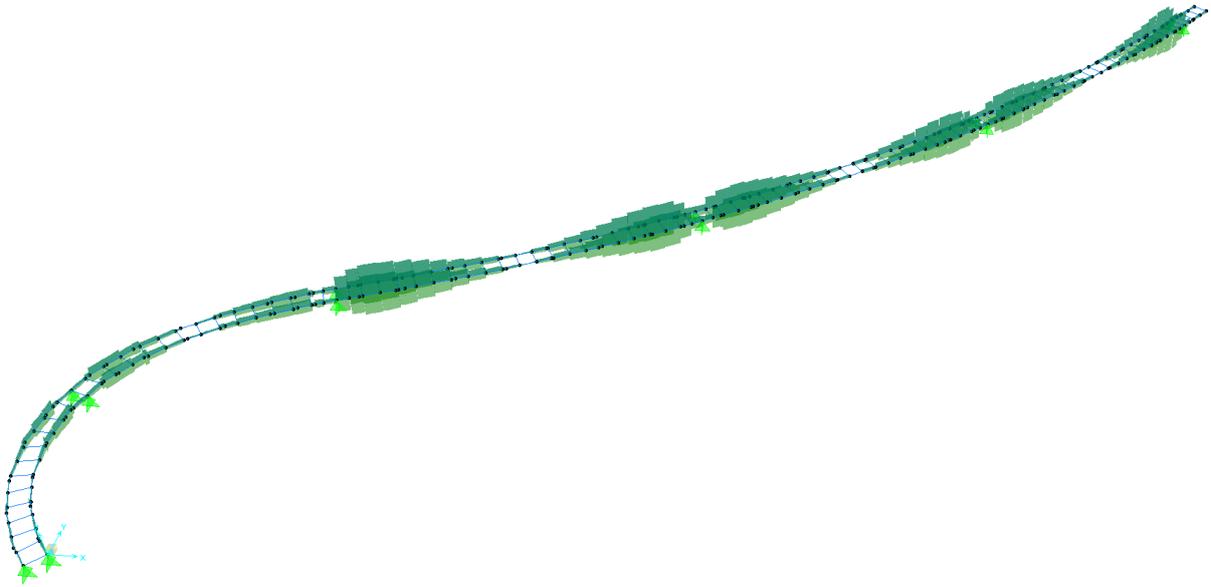


Figura 118 – Azione torcente per carichi vento

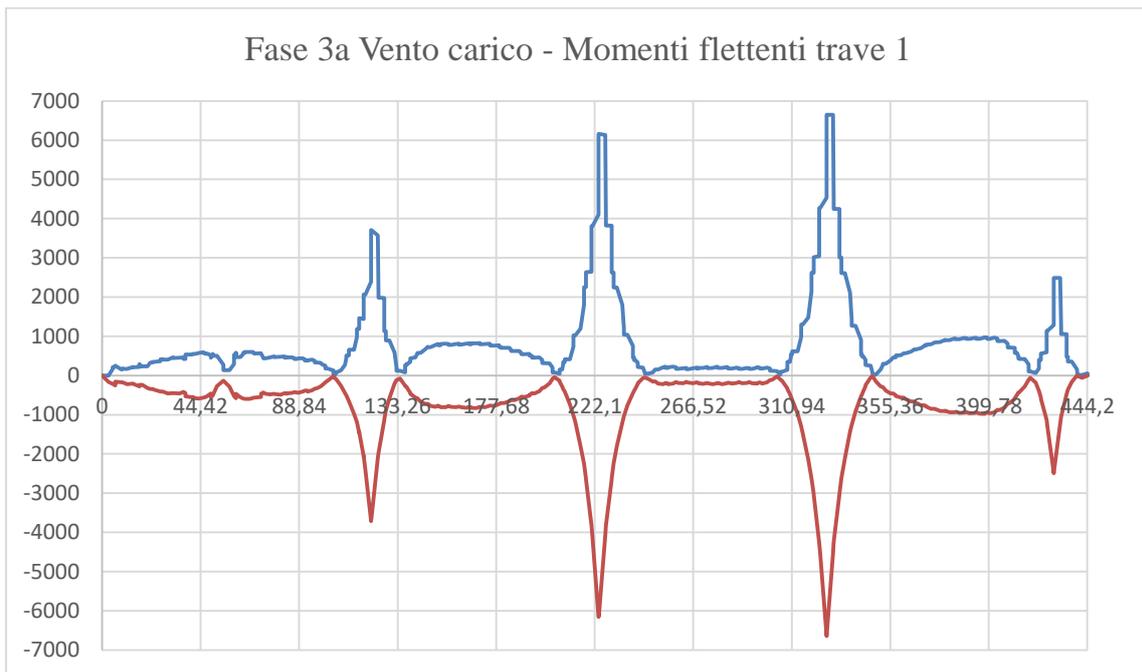


Figura 119 – Momento flettente per carichi vento su trave 1

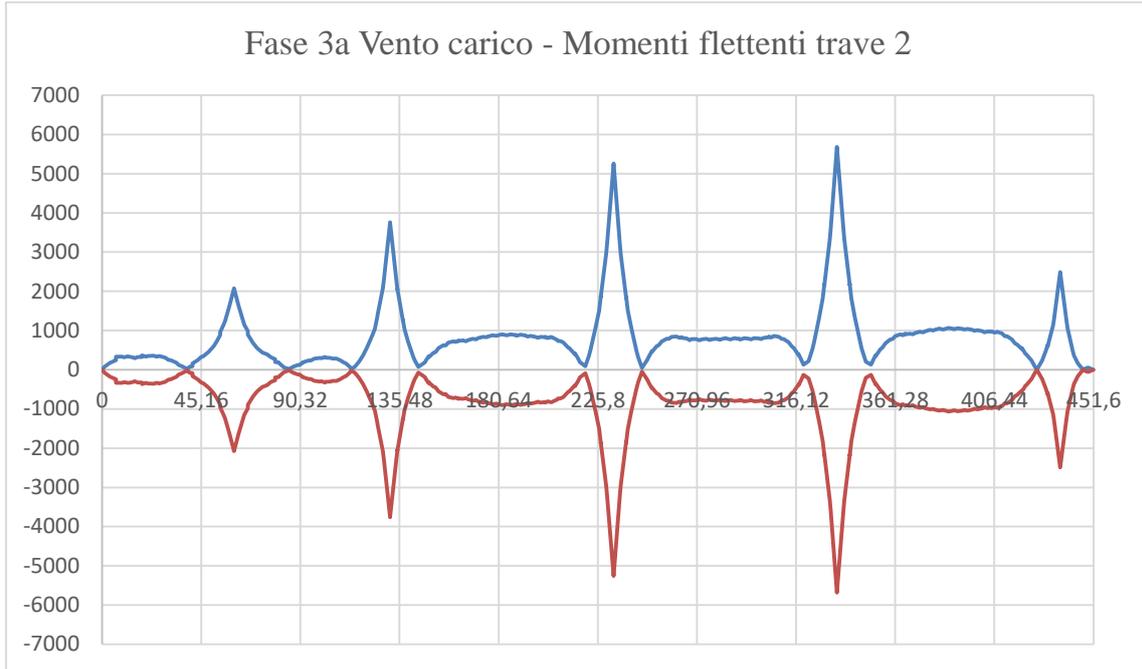


Figura 120 – Momento flettente per carichi vento su trave 2

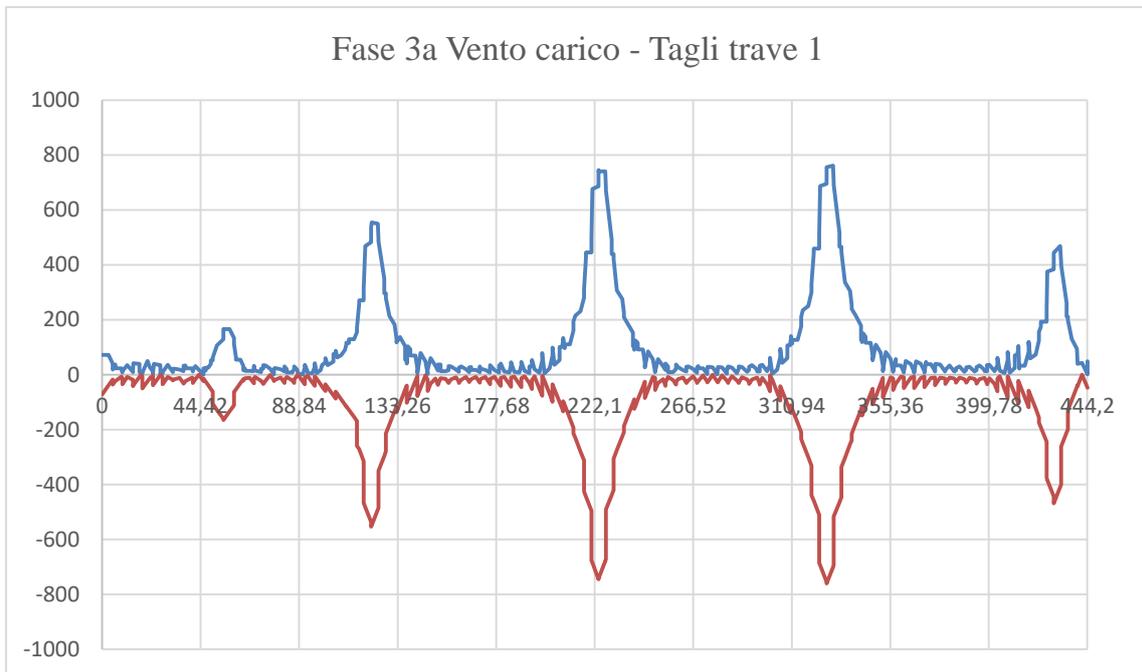


Figura 121 – Taglio per carichi vento su trave 1

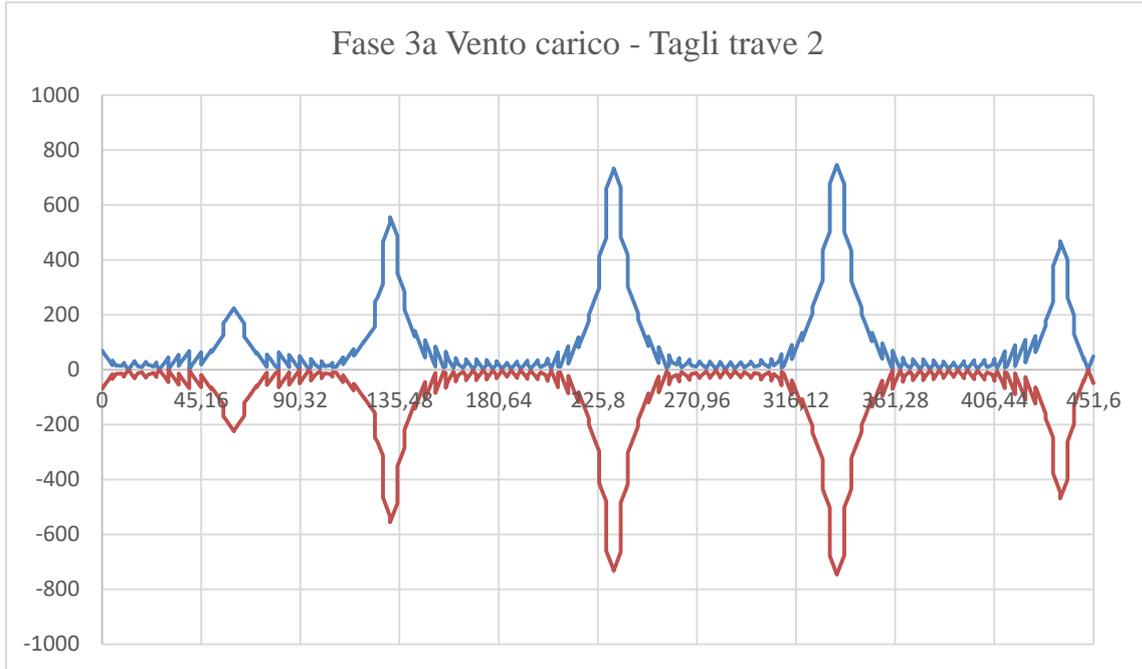


Figura 122 – Taglio per carichi vento su trave 2

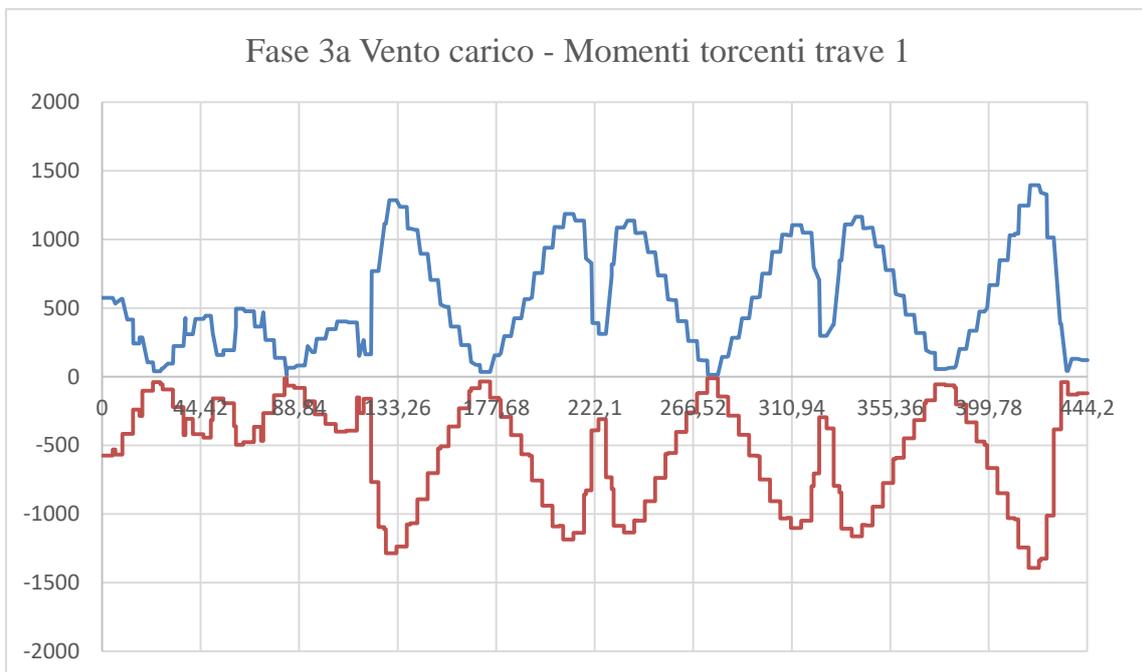


Figura 123 – Momento torcente per carichi vento su trave 1

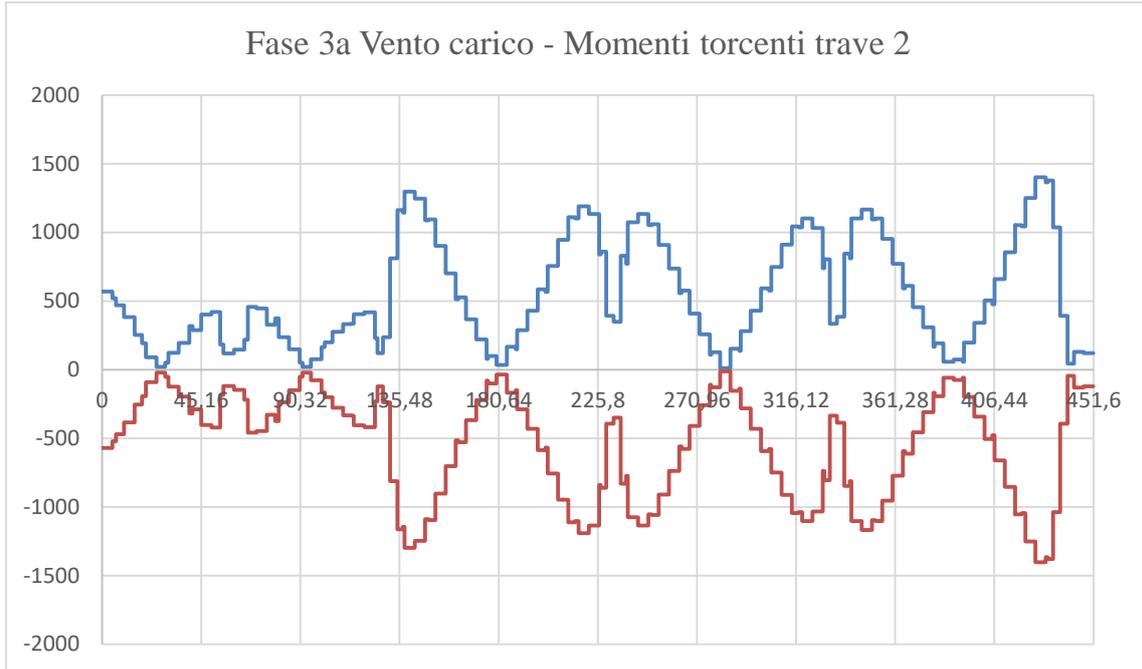


Figura 124 – Momento torcente per carichi vento su trave 2

7.1.10 Temperatura – fase 3

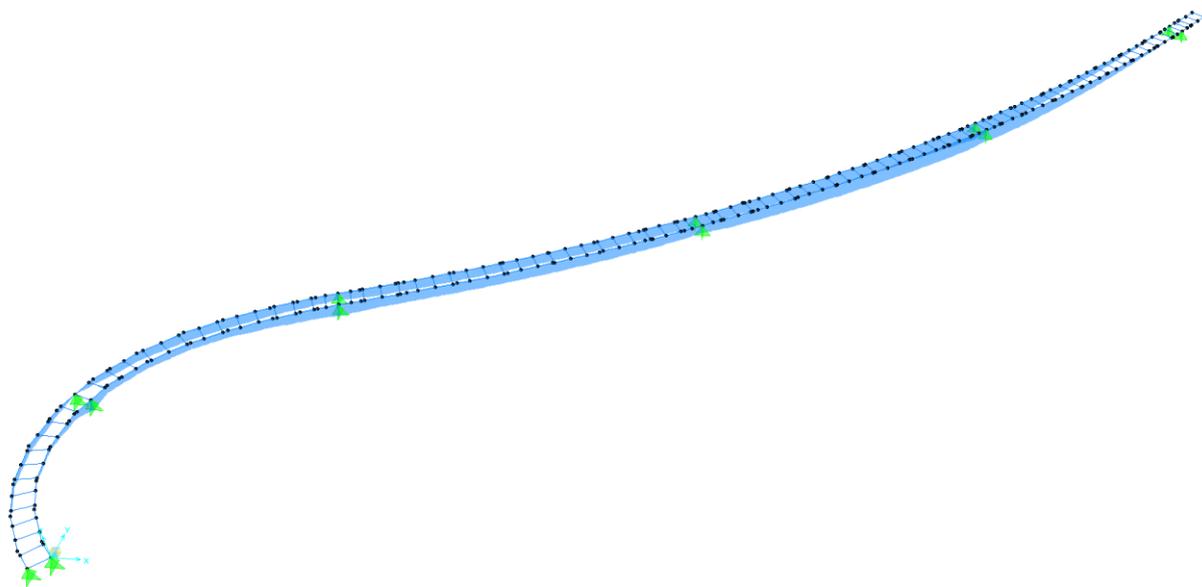


Figura 125 – Momento flettente per carichi indotti dalla temperatura

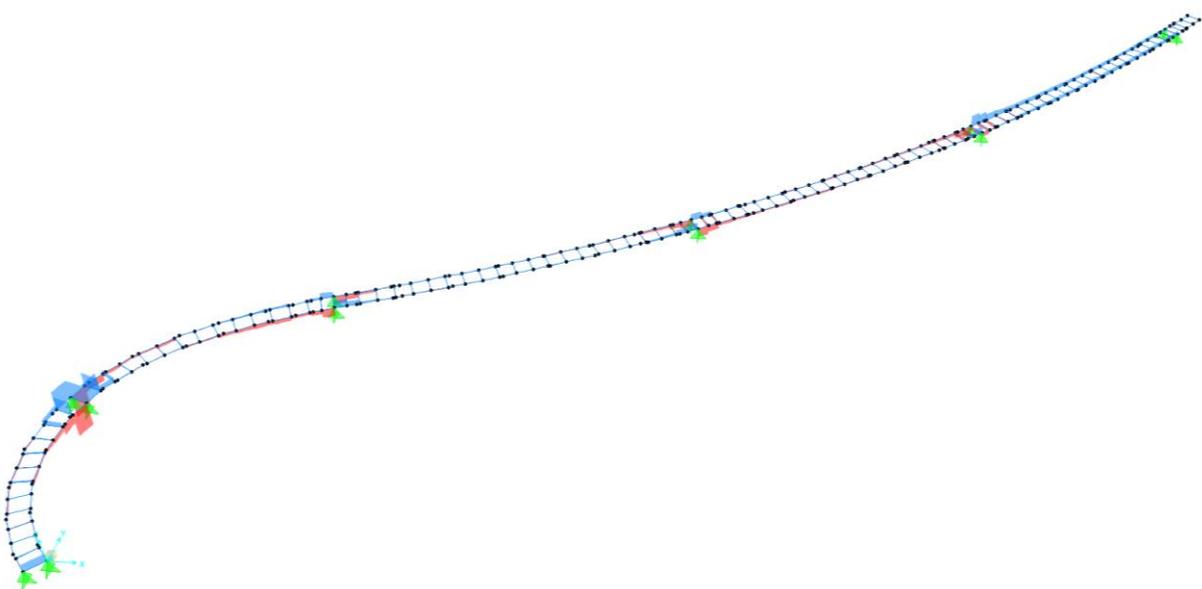


Figura 126 – Taglio per carichi indotti dalla temperatura

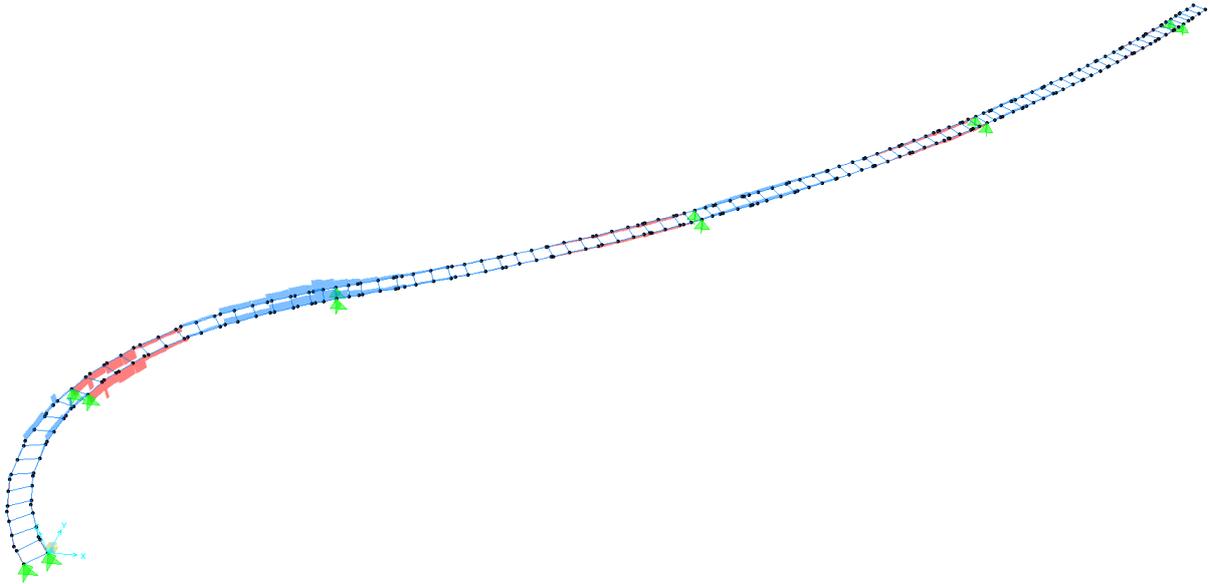


Figura 127 – Azione torcente per carichi indotti dalla temperatura

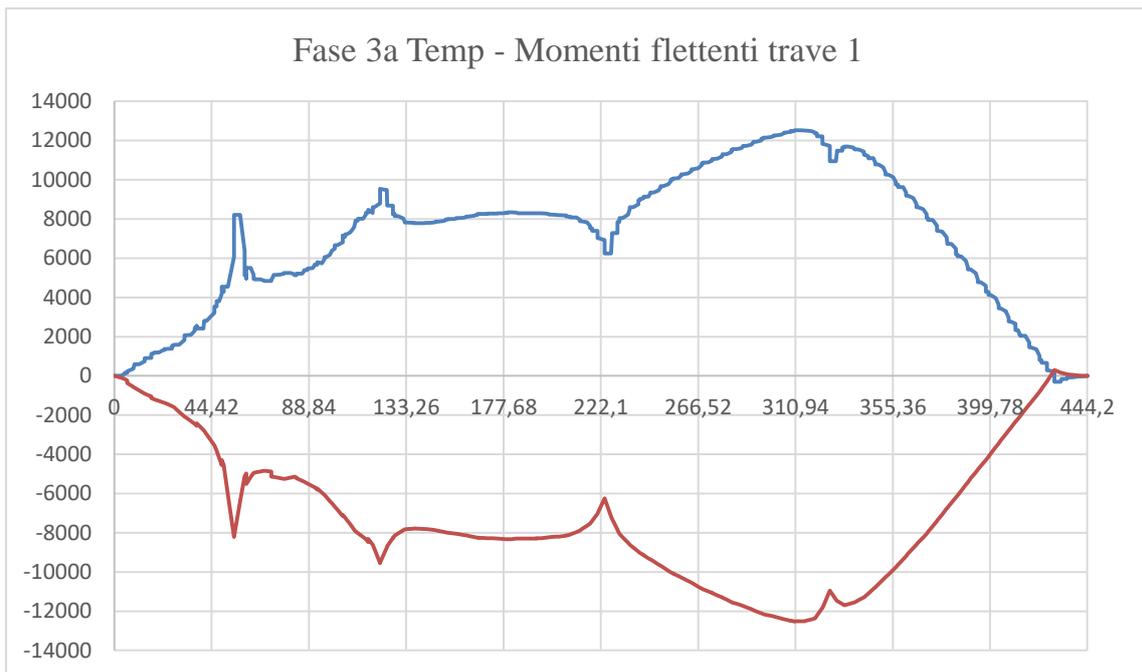


Figura 128 – Momento flettente per carichi da temperatura su trave 1

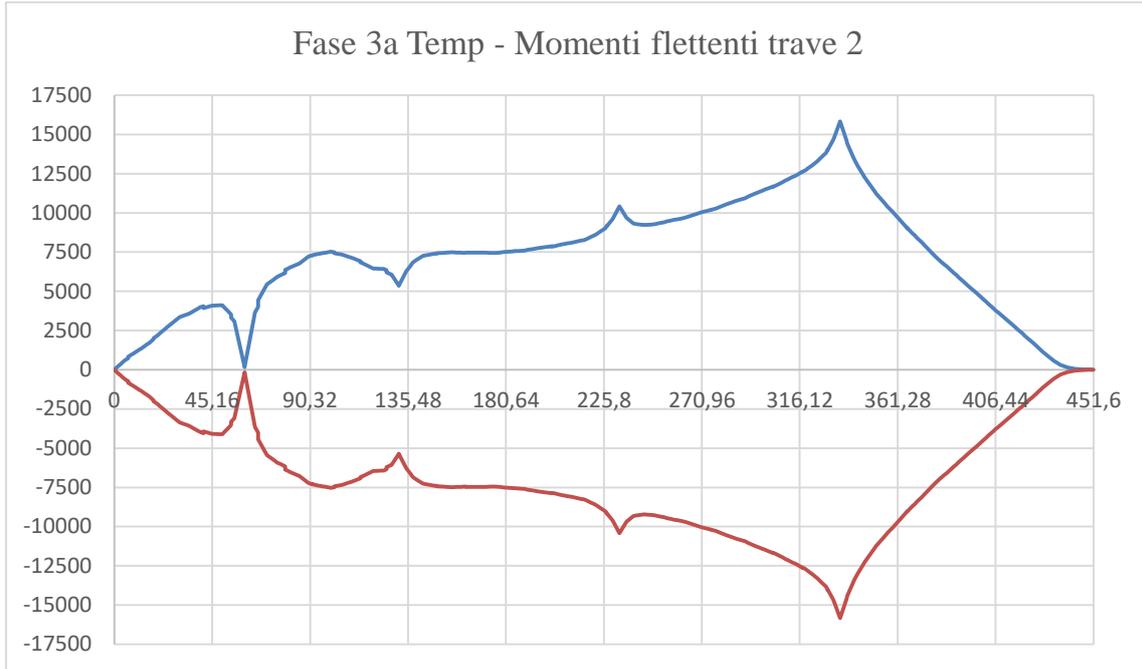


Figura 129 – Momento flettente per carichi da temperatura su trave 2

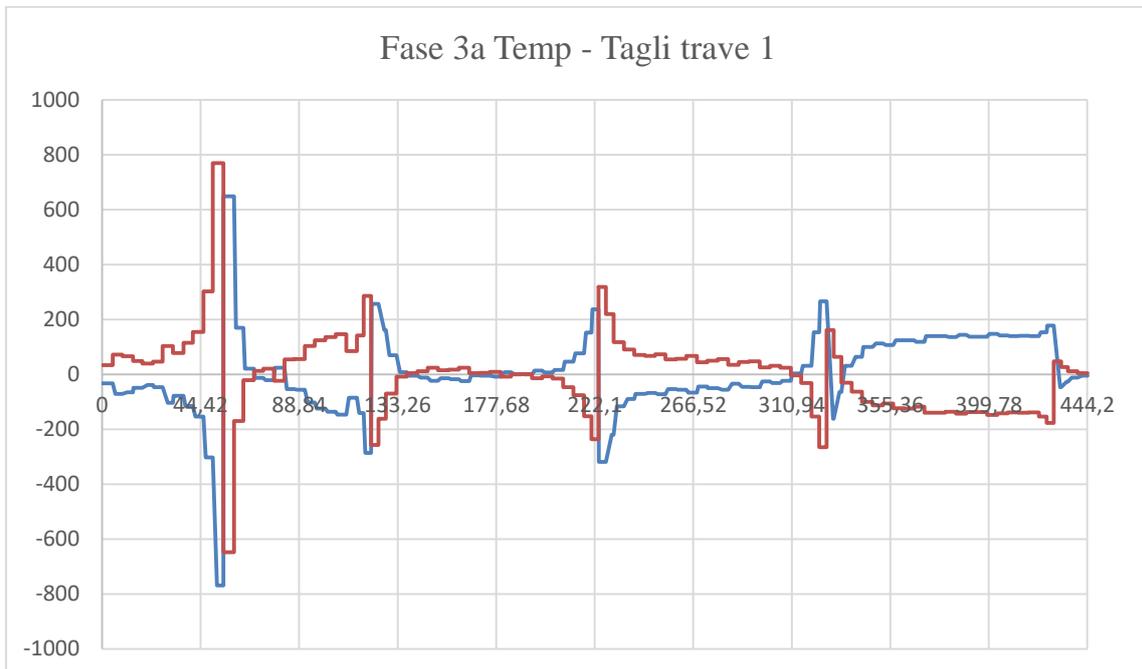


Figura 130 – Taglio per carichi da temperatura su trave 1

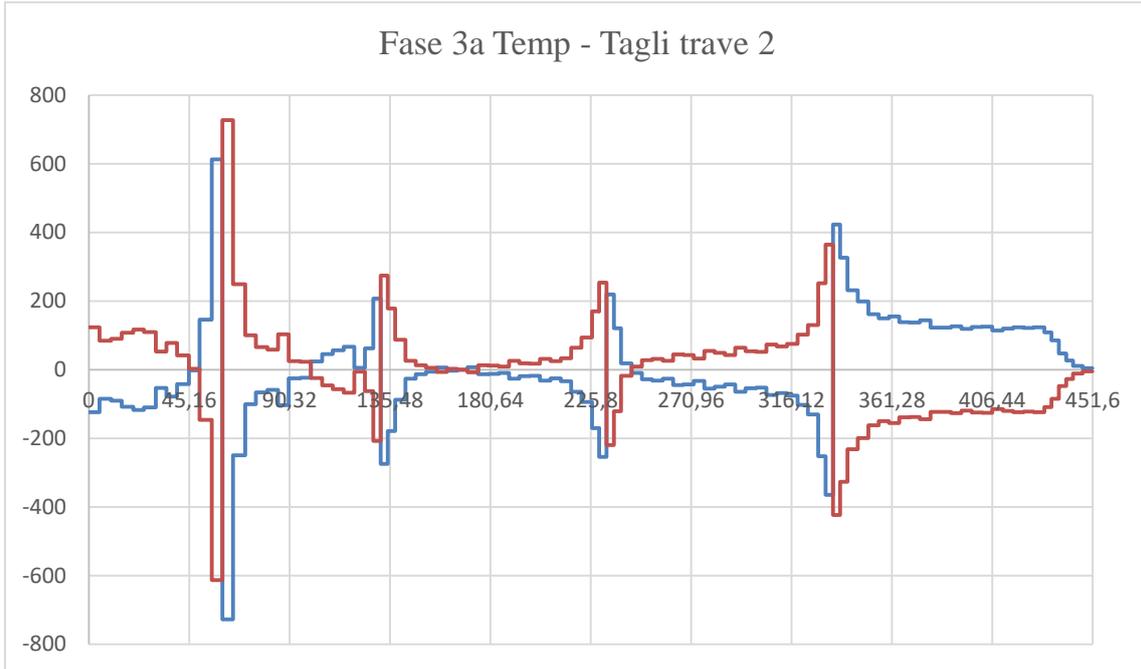


Figura 131 – Taglio per carichi da temperatura su trave 2

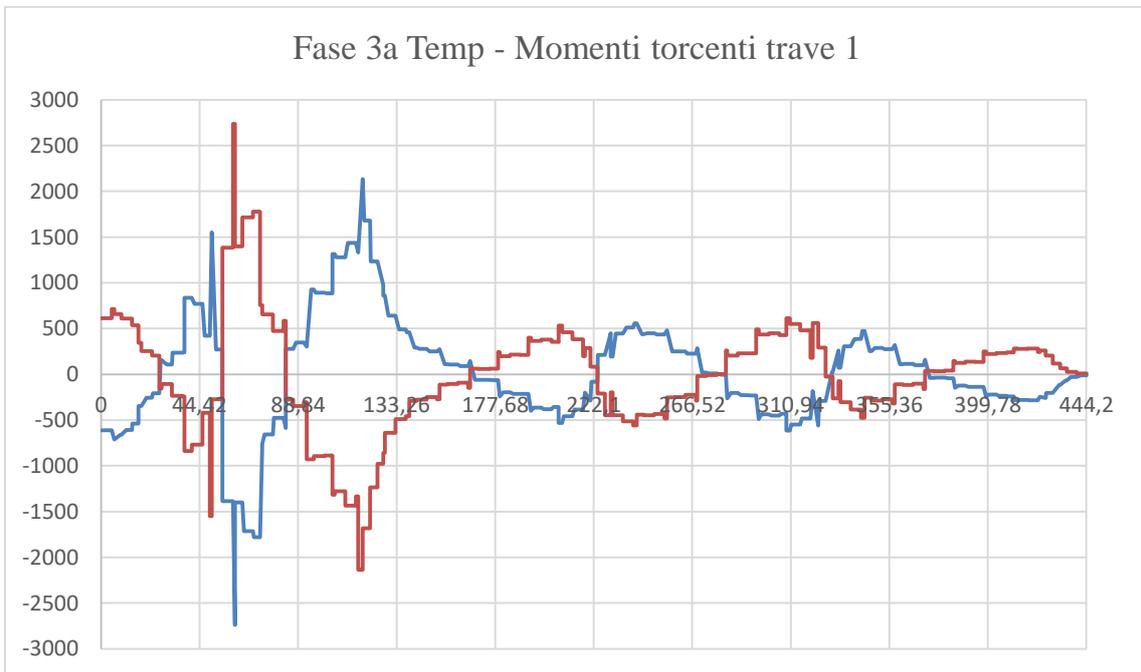


Figura 132 – Momento torcente per carichi da temperatura su trave 1

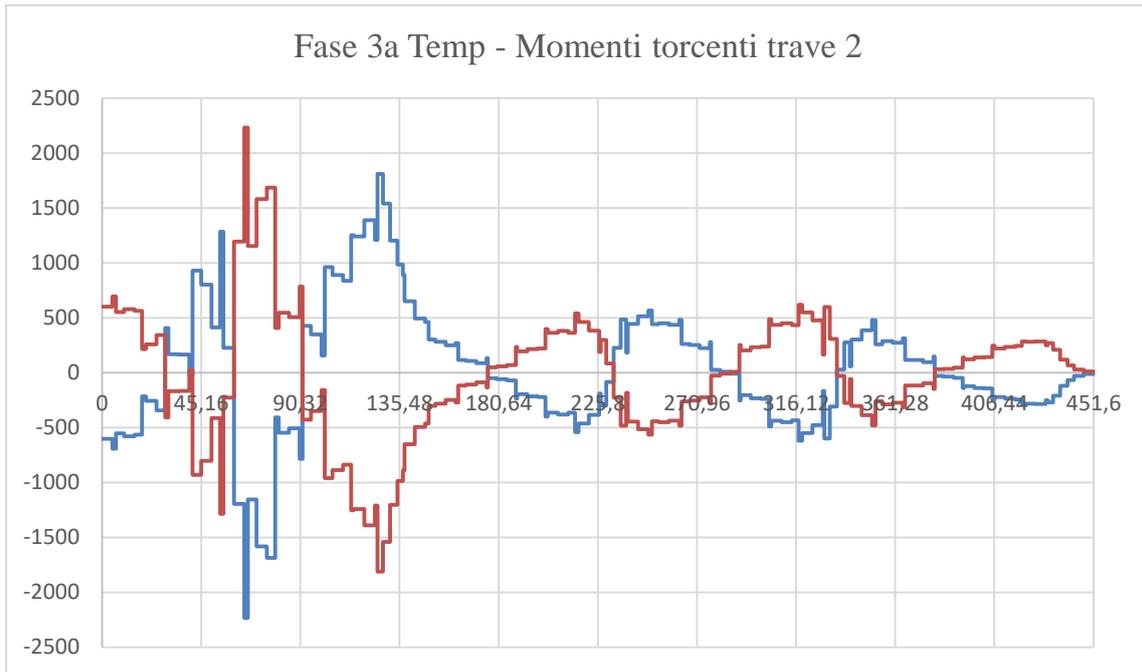


Figura 133 – Momento torcente per carichi da temperatura su trave 2

7.1.11 Ritiro – fase 2b

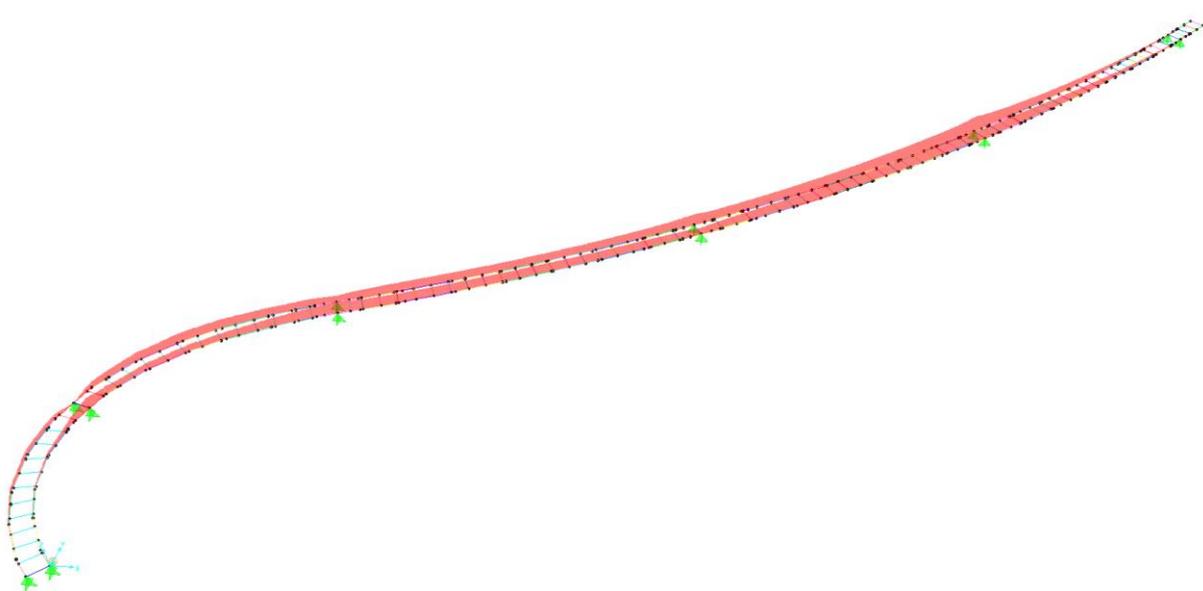


Figura 134 – Momento flettente per carichi da ritiro

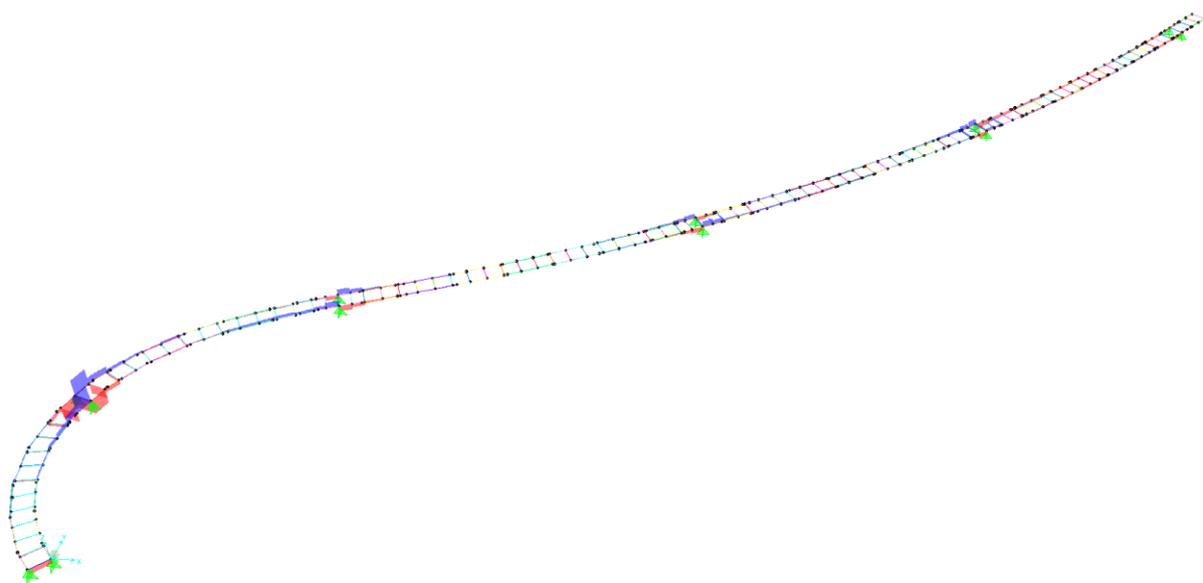


Figura 135 – Taglio per carichi da ritiro

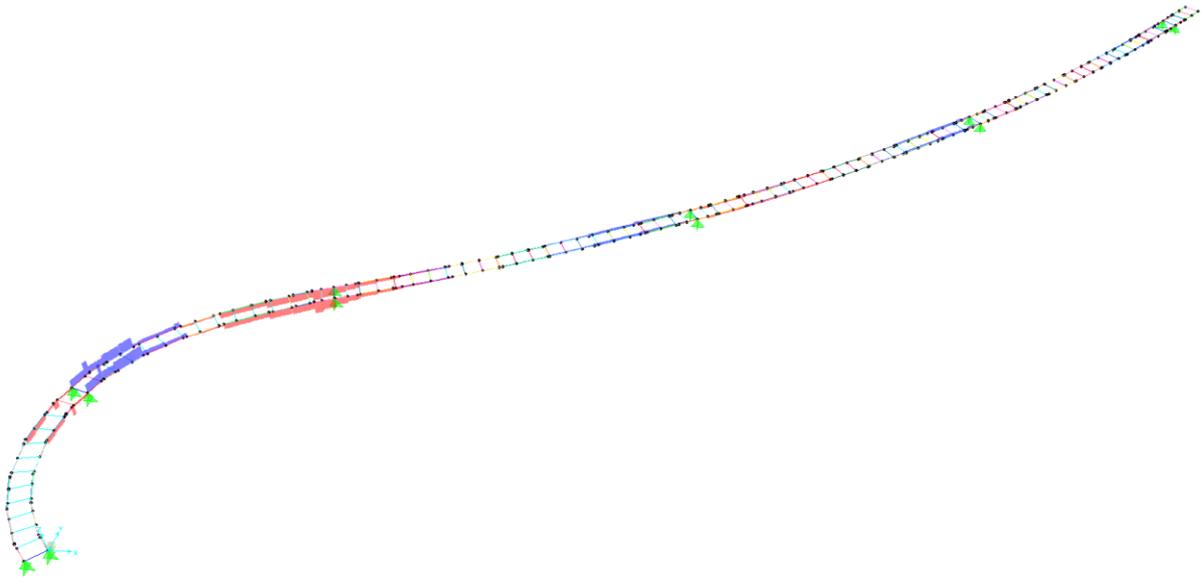


Figura 136 – Azione torcente per carichi da ritiro

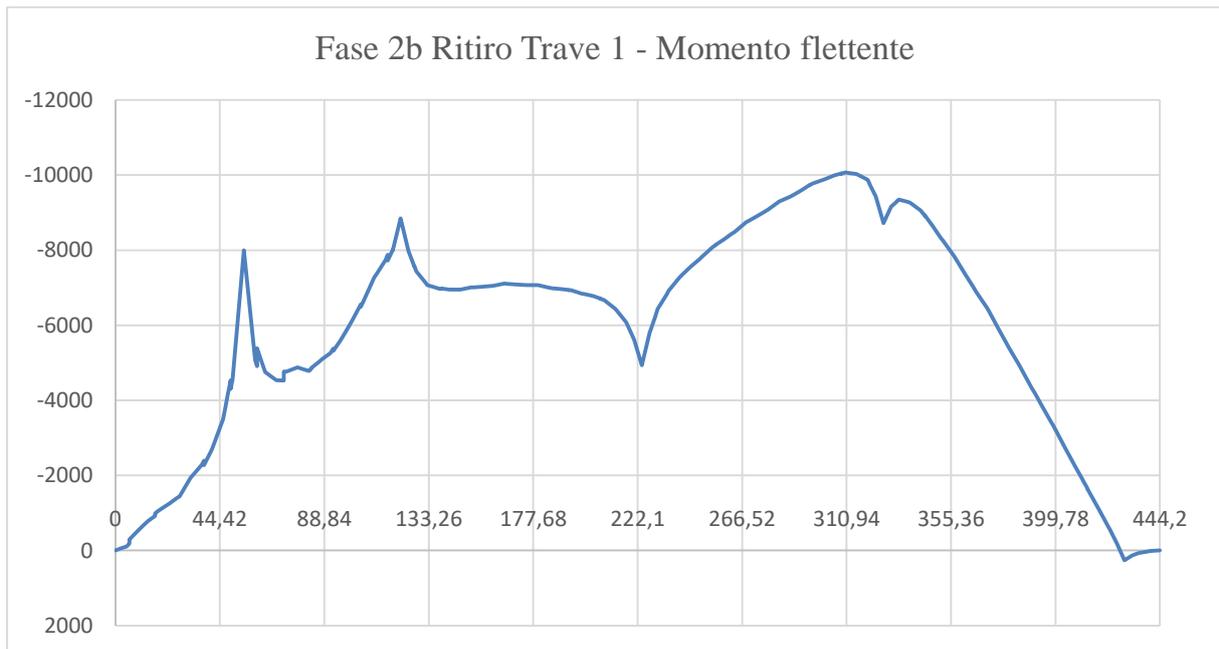


Figura 137 – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 1

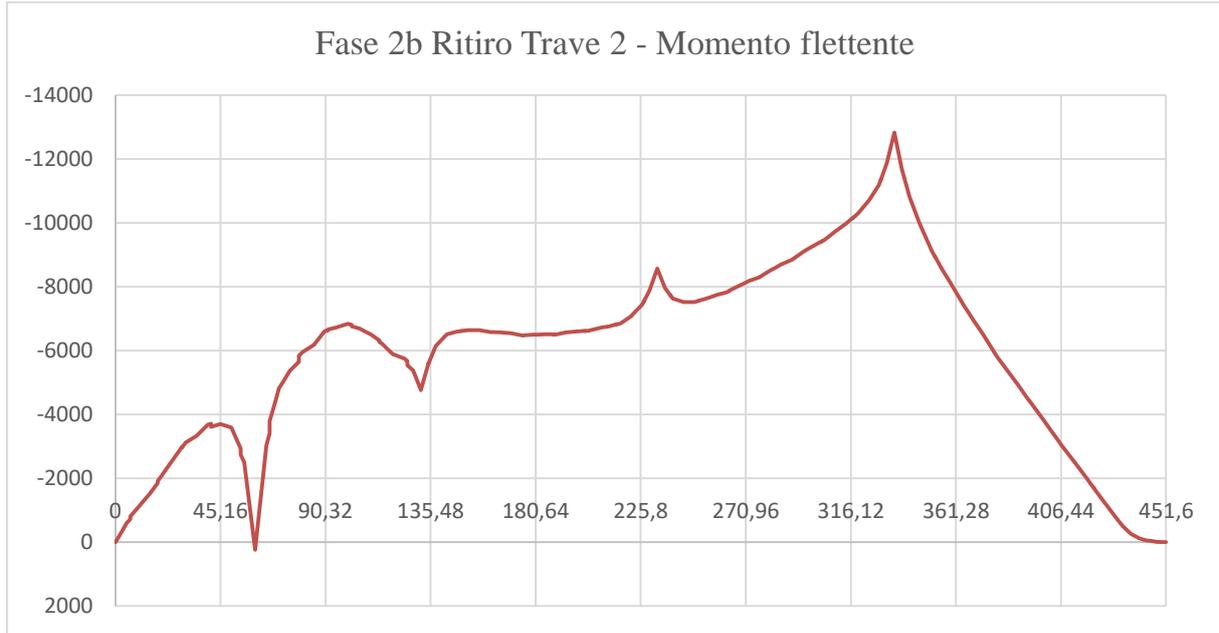


Figura 138 – Momento flettente per carichi da ritiro su trave 2

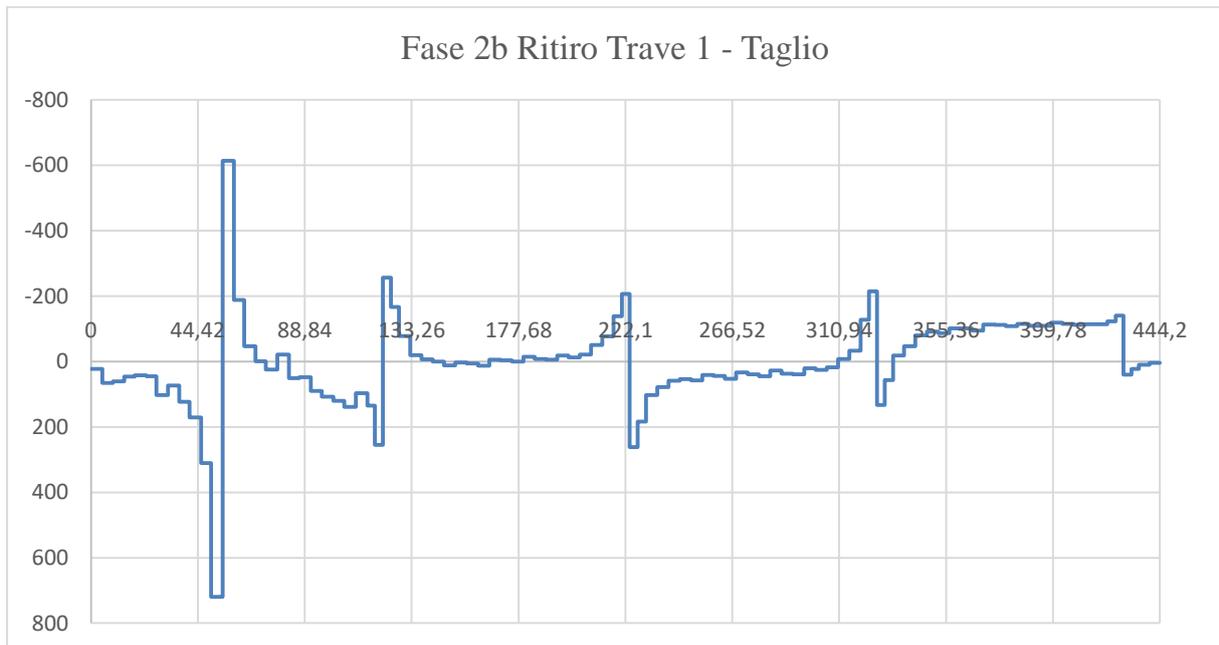


Figura 139 – Taglio per carichi da ritiro su trave 1

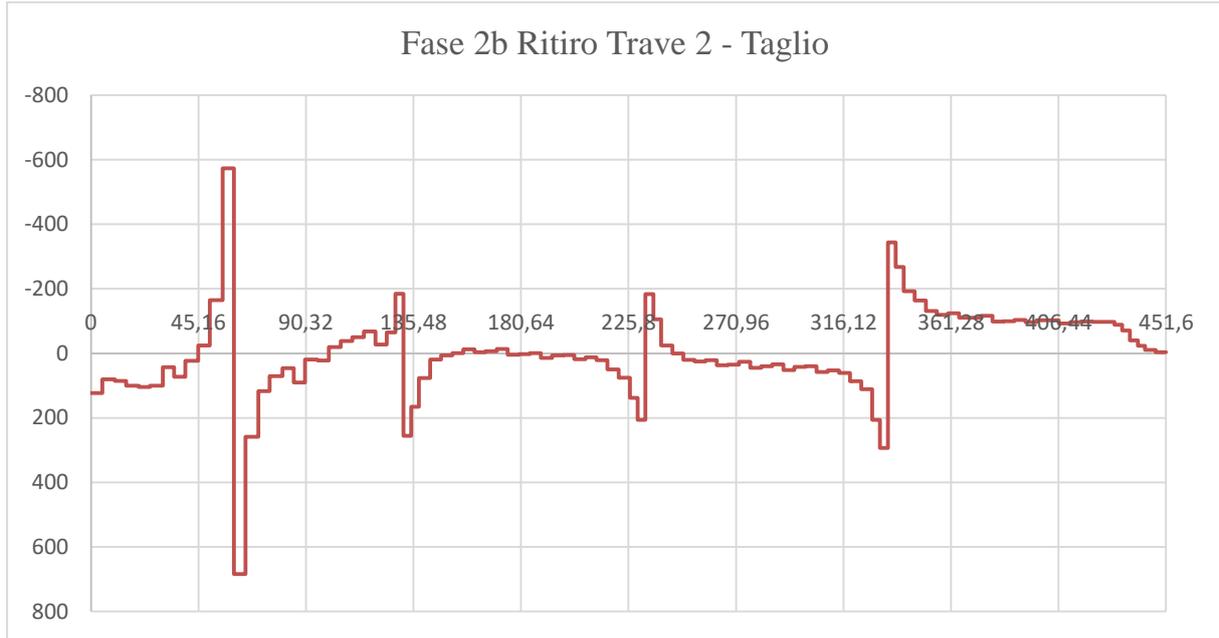


Figura 140 – Taglio per carichi da ritiro su trave 2

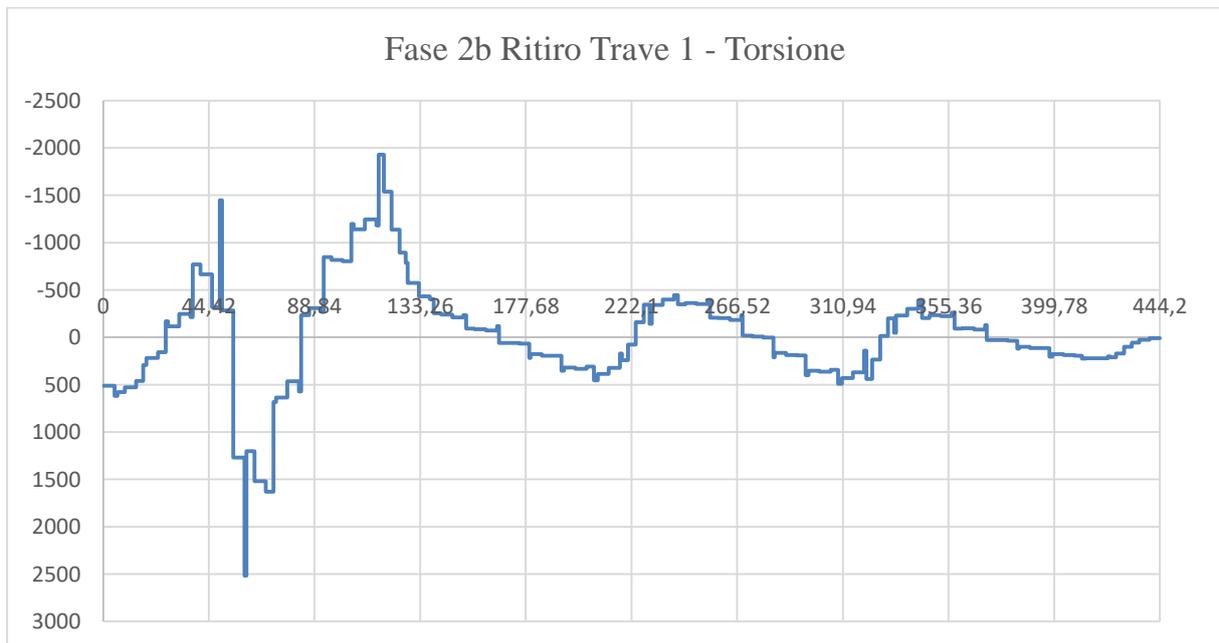


Figura 141 – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 1

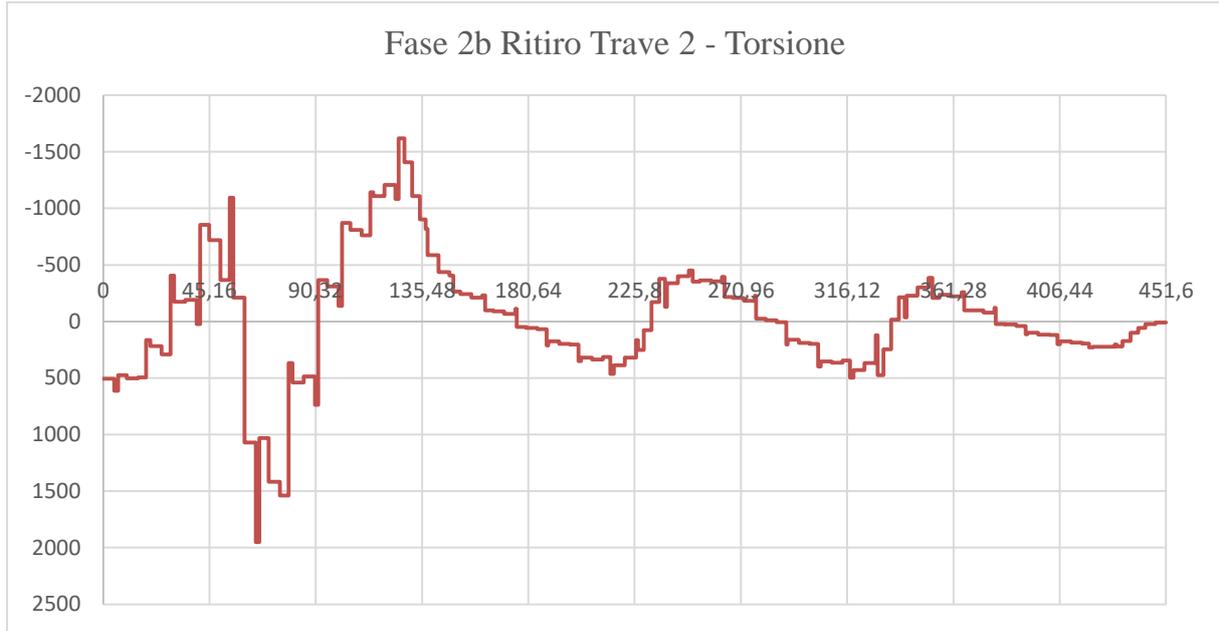


Figura 142 – Momento torcente per carichi da ritiro su trave 2

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 $C_\theta = \frac{\theta_x}{\theta_y} - 1$

essendo θ_x 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.

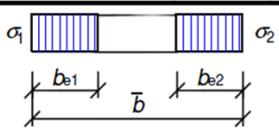
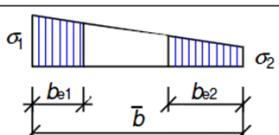
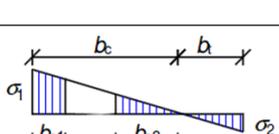
Stress distribution (compression positive)				Effective ^p width b_{eff}		
				$\psi = 1$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} l (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2/\sigma_1$	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 143 – 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 144 – 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 trascinarsi da taglio, se significative. Per le zone tese le aree efficaci si assumono uguali a quelle lorde, con le eventuali riduzioni per effetto del trascinarsi da taglio.

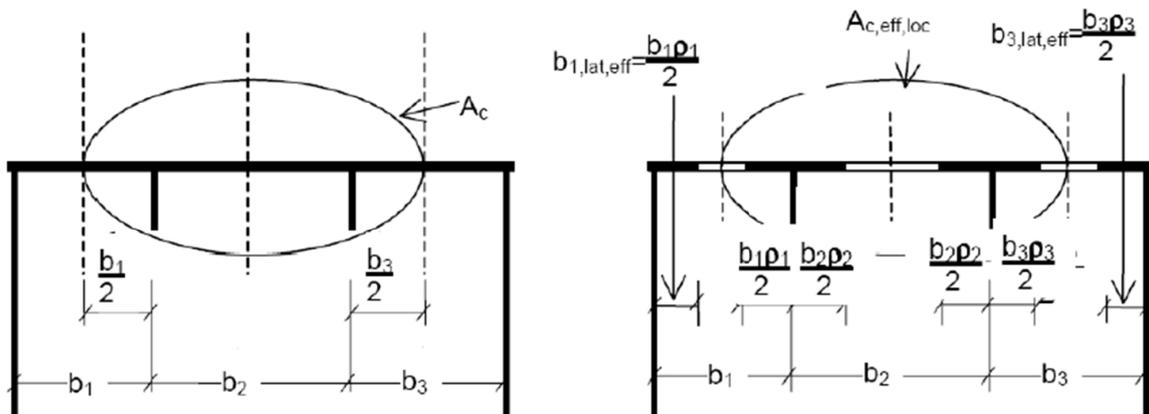
Per tener conto dell'instabilità locale l'area effettiva di ciascun sottopannello deve essere valutata considerando il coefficiente di riduzione indicato nel seguito.

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.

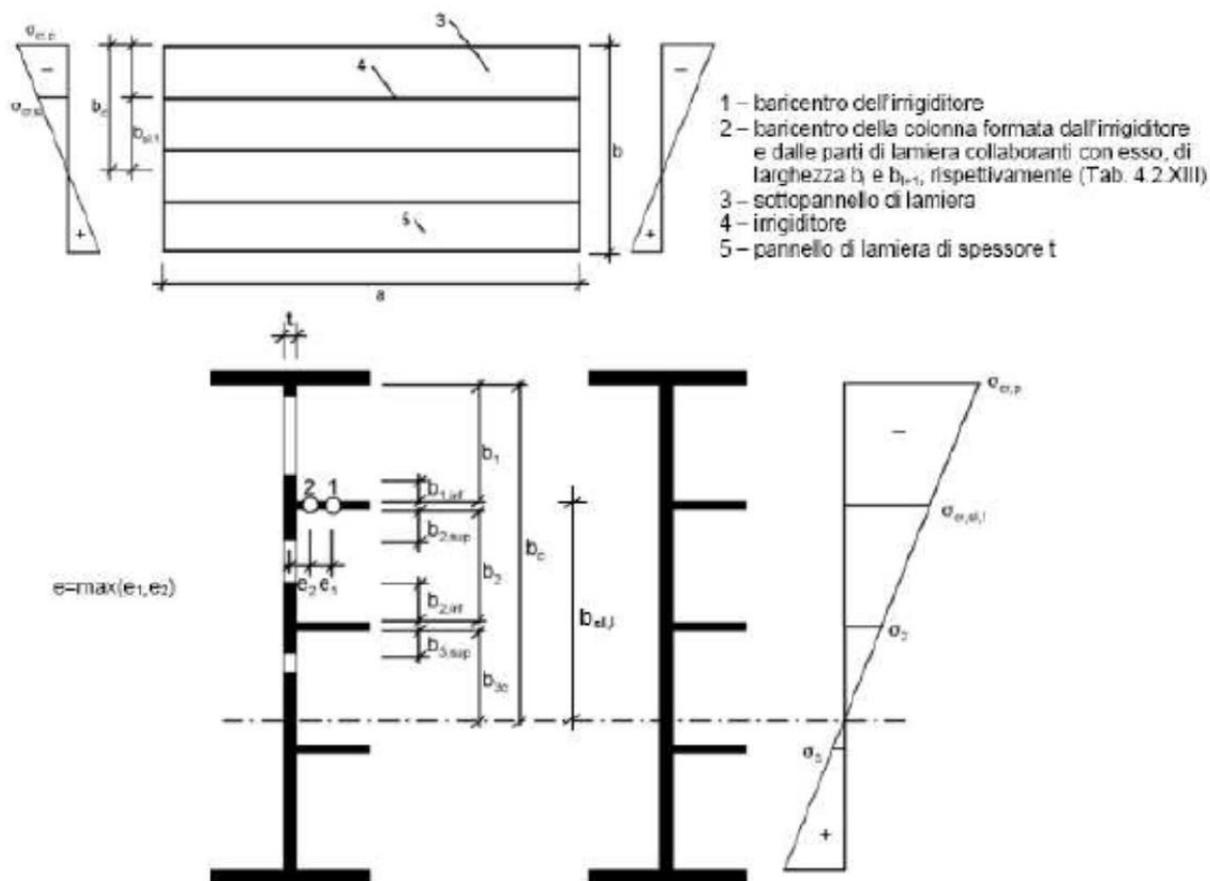
Instabilità di colonna

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 $b_{sl,1}$ rispettivamente, le distanze del lembo e dell'irrigiditore maggiormente compressi dall'asse neutro di pressoflessione, può essere calcolata come:

$$\sigma_{cr,c} = \sigma_{cr,sl} \cdot \frac{b_c}{b_{sl,1}}$$



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

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;

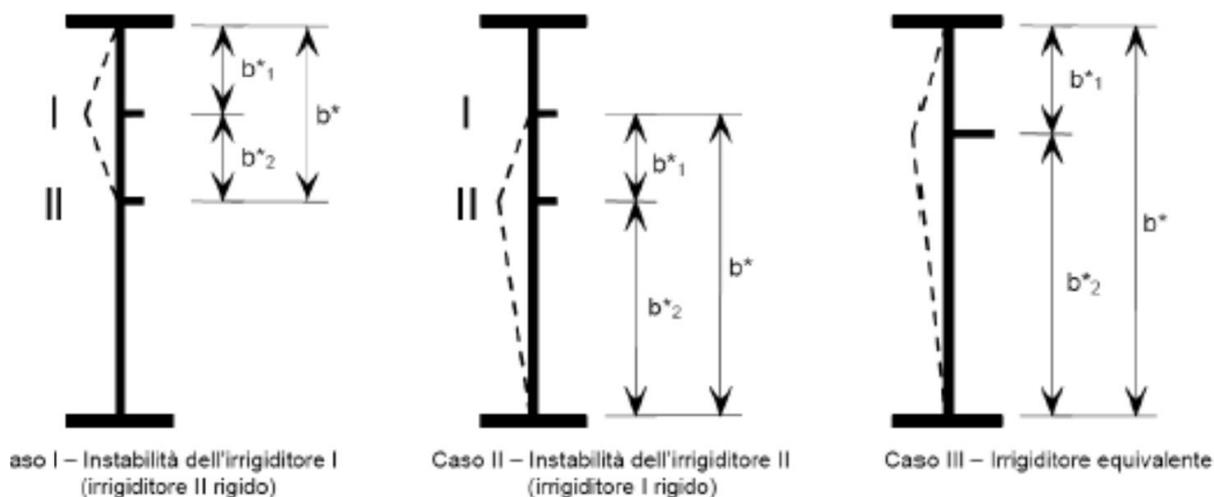
$I_{sl,1}$ momento d'inerzia baricentrico della sezione lorda dell'irrigiditore;

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

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

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

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

Tali sollecitazioni sono comprensive degli 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:

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

$$M_T = \left[1,926 \cdot \frac{6,52^2}{2} + 1,926 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,926 \cdot 0,805 \cdot 2,40 \cdot \left(3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) \right] \cdot 4,769 = 269,51 \text{ kNm}$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai trasversi tipo DC1.

DC1		AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO					
h = 3,00 m	T15	Trave 1		Trave 2				T15	Trave 1		Trave 2		
	Acciaio	74,07	74,07	264,05	264,05	Acciaio	1,35	1,00	99,99	74,07	356,47	264,05	
	Soletta	-126,61	-126,61	719,34	719,34	Soletta	1,35	1,00	-126,61	-170,92	971,11	719,34	
	Permanenti	-28,68	-28,68	121,97	121,97	Permanenti	1,50	1,00	-28,68	-43,02	182,96	121,97	
	Cedimenti	78,81	-19,19	15,75	-67,46	Cedimenti	1,20	0,00	94,57	-23,03	18,90	-80,95	
	Accid. Mezzi	507,61	-773,96	481,24	-322,21	Accid. Mezzi	1,35	0,00	685,27	-1.044,85	649,67	-434,98	
	Accid. Folla	24,82	-24,30	27,21	-18,15	Accid. Folla	1,35	0,00	33,51	-32,81	36,73	-24,50	
	Temperatura	316,31	-316,31	427,53	-427,53	Temperatura	0,72	0,00	227,74	-227,74	307,82	-307,82	
	Ritiro		-318,36	388,65		Ritiro	1,20	0,00	0,00	-382,03	466,38	0,00	
	Vento	269,51	-269,51	269,51	-269,51	Vento	0,90	0,00	242,56	-242,56	242,56	-242,56	
						interasse travi	5,00	m	1.228,36	-2.092,89	3.232,60	14,54	
						braccio	2,53	m	Nmax corr.	485,52	-827,23	1.277,71	5,75

DCI AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3,00 m	T7	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	125,62	125,62	-582,91	-582,91
Soletta	301,50	301,50	-1.094,25	-1.094,25	
Permanenti	166,47	166,47	-350,79	-350,79	
Cedimenti	17,27	-5,05	8,04	-39,88	
Accid. Mezzi	836,46	-343,27	429,95	-1.177,31	
Accid. Folla	51,67	-6,10	23,08	-74,93	
Temperatura	49,09	-49,09	237,84	-237,84	
Ritiro		-55,37	231,72		
Vento	269,51	-269,51	269,51	-269,51	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 2,53 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T7	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	169,59	125,62	-582,91	-786,93
Soletta	407,03	301,50	-1.094,25	-1.477,24
Permanenti	249,71	166,47	-350,79	-526,19
Cedimenti	20,72	-6,06	9,65	-47,86
Accid. Mezzi	1.129,22	-463,41	580,43	-1.589,37
Accid. Folla	69,75	-8,24	31,16	-101,16
Temperatura	35,34	-35,34	171,24	-171,24
Ritiro	0,00	-66,44	278,06	0,00
Vento	242,56	-242,56	242,56	-242,56

2.323,92 -228,47 -714,84 -4.942,53

Nmax corr. 918,55 -90,30 -282,55 -1.953,57
DCI AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3,00 m	T2	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	190,91	190,91	-47,82	-47,82
Soletta	384,84	384,84	-149,91	-149,91	
Permanenti	166,45	166,45	-92,76	-92,76	
Cedimenti	12,56	-1,79	0,83	-5,23	
Accid. Mezzi	663,17	-355,85	204,40	-597,14	
Accid. Folla	34,63	-9,85	4,24	-24,00	
Temperatura	100,72	-110,13	91,19	-91,19	
Ritiro		-109,00	105,79		
Vento	269,51	-269,51	269,51	-269,51	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 2,53 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T2	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	257,73	190,91	-47,82	-64,56
Soletta	519,53	384,84	-149,91	-202,38
Permanenti	249,68	166,45	-92,76	-139,14
Cedimenti	15,07	-2,15	1,00	-6,28
Accid. Mezzi	895,28	-480,40	275,94	-806,14
Accid. Folla	46,75	-13,30	5,72	-32,40
Temperatura	72,52	-79,29	65,66	-65,66
Ritiro	0,00	-130,80	126,95	0,00
Vento	242,56	-242,56	242,56	-242,56

2.299,12 -206,30 427,33 -1.559,11

Nmax corr. 908,74 -81,54 168,91 -616,25
DCI AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3,64 m	T25	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	5,08	5,08	-22,28	-22,28
Soletta	-5,83	-5,83	-0,79	-0,79	
Permanenti	-39,18	-39,18	40,11	40,11	
Cedimenti	11,24	-0,31	0,46	-10,30	
Accid. Mezzi	368,22	-517,45	508,56	-338,03	
Accid. Folla	18,91	-16,79	13,62	-17,45	
Temperatura	157,50	-157,50	148,25	-148,25	
Ritiro	105,65			-100,64	
Vento	344,51	-344,51	344,51	-344,51	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T25	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	6,86	5,08	-22,28	-30,08
Soletta	-5,83	-7,87	-0,79	-1,07
Permanenti	-39,18	-58,77	60,17	40,11
Cedimenti	13,49	-0,37	0,55	-12,36
Accid. Mezzi	497,10	-698,56	686,56	-456,34
Accid. Folla	25,53	-22,67	18,39	-23,56
Temperatura	113,40	-113,40	106,74	-106,74
Ritiro	126,78	0,00	0,00	-120,77
Vento	310,06	-310,06	310,06	-310,06

1.048,20 -1.206,62 1.159,39 -1.020,86

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti

$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 1.953,57 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

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

$$|V| = \frac{269,51}{5,00} = 53,90 \text{ kN/m}$$

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

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

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC1.

DC1		AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO					
h = 3 . 0 0 m	T15	Trave 1		Trave 2				T15	Trave 1		Trave 2		
	Acciaio	-44,09	-44,09	-31,91	-31,91	Acciaio	1,35	1,00	Acciaio	-44,09	-59,52	-31,91	-43,08
	Soletta	-169,19	-169,19	-169,19	-169,19	Soletta	1,35	1,00	Soletta	-169,19	-228,41	-169,19	-228,41
	Permanenti	-30,13	-30,13	-30,13	-30,13	Permanenti	1,50	1,00	Permanenti	-30,13	-45,20	-30,13	-45,20
	Cedimenti	29,25	-6,99	29,25	-6,99	Cedimenti	1,20	0,00	Cedimenti	35,10	-8,39	35,10	-8,39
	Accid. Mezzi	156,88	-242,22	156,88	-242,22	Accid. Mezzi	1,35	0,00	Accid. Mezzi	211,79	-327,00	211,79	-327,00
	Accid. Folla	8,45	-10,15	8,45	-10,15	Accid. Folla	1,35	0,00	Accid. Folla	11,41	-13,70	11,41	-13,70
	Temperatura	148,77	-148,77	148,77	-148,77	Temperatura	0,72	0,00	Temperatura	107,11	-107,11	107,11	-107,11
	Ritiro		-141,40		-141,40	Ritiro	1,20	0,00	Ritiro	0,00	-169,68	0,00	-169,68
	Vento	53,90	-53,90	53,90	-53,90	Vento	0,90	0,00	Vento	48,51	-48,51	48,51	-48,51
						angolo alfa	44,66	°					
						L diagonali	2,91	m	170,51	-1.007,52	182,69	-991,07	
								Nmax diagon.	239,71	-1.416,42	256,84	-1.393,30	

DC1		AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO					
h = 3 . 0 0 m	T7	Trave 1		Trave 2				T7	Trave 1		Trave 2		
	Acciaio	135,62	135,62	147,79	147,79	Acciaio	1,35	1,00	Acciaio	183,09	135,62	199,52	147,79
	Soletta	279,15	279,15	279,15	279,15	Soletta	1,35	1,00	Soletta	376,85	279,15	376,85	279,15
	Permanenti	103,45	103,45	103,45	103,45	Permanenti	1,50	1,00	Permanenti	155,18	103,45	155,18	103,45
	Cedimenti	11,43	-2,62	11,43	-2,62	Cedimenti	1,20	0,00	Cedimenti	13,72	-3,14	13,72	-3,14
	Accid. Mezzi	388,38	-107,23	388,38	-107,23	Accid. Mezzi	1,35	0,00	Accid. Mezzi	524,31	-144,76	524,31	-144,76
	Accid. Folla	25,32	-5,84	25,32	-5,84	Accid. Folla	1,35	0,00	Accid. Folla	34,18	-7,88	34,18	-7,88
	Temperatura	57,39	-57,39	57,39	-57,39	Temperatura	0,72	0,00	Temperatura	41,32	-41,32	41,32	-41,32
	Ritiro		-57,42		-57,42	Ritiro	1,20	0,00	Ritiro	0,00	-68,90	0,00	-68,90
	Vento	53,90	-53,90	53,90	-53,90	Vento	0,90	0,00	Vento	48,51	-48,51	48,51	-48,51
						angolo alfa	44,66	°					
						L diagonali	2,91	m	1.377,16	203,69	1.393,59	215,86	
								Nmax diagon.	1.936,08	286,37	1.959,18	303,47	

DCI AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3 , 0 0 m	T2	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	41,66	41,66	53,84	53,84
Soletta	106,95	106,95	106,95	106,95	
Permanenti	51,84	51,84	51,84	51,84	
Cedimenti	3,51	-0,47	3,51	-0,47	
Accid. Mezzi	220,43	-107,79	220,43	-107,79	
Accid. Folla	11,73	-2,82	11,73	-2,82	
Temperatura	38,38	-38,38	38,38	-38,38	
Ritiro		-42,96		-42,96	
Vento	53,90	-53,90	53,90	-53,90	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 44,66 °

L diagonali 2,91 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T2	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	56,24	41,66	72,68	53,84
Soletta	144,38	106,95	144,38	106,95
Permanenti	77,76	51,84	77,76	51,84
Cedimenti	4,21	-0,56	4,21	-0,56
Accid. Mezzi	297,58	-145,52	297,58	-145,52
Accid. Folla	15,84	-3,81	15,84	-3,81
Temperatura	27,63	-27,63	27,63	-27,63
Ritiro	0,00	-51,55	0,00	-51,55
Vento	48,51	-48,51	48,51	-48,51

672,16 -77,13 688,60 -64,95

Nmax diagon. 944,95 -108,44 968,07 -91,32**DCI** AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3 , 6 4 m	T25	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-0,60	-0,60	11,56	11,56
Soletta	-1,01	-1,01	-1,01	-1,01	
Permanenti	-15,86	-15,86	-15,86	-15,86	
Cedimenti	4,31	-0,15	4,31	-0,15	
Accid. Mezzi	141,25	-205,19	141,25	-205,19	
Accid. Folla	7,27	-6,08	7,27	-6,08	
Temperatura	61,15	-61,15	61,15	-61,15	
Ritiro	41,26		41,26		
Vento	68,90	-68,90	68,90	-68,90	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 38,26 °

L diagonali 3,39 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T25	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-0,60	-0,81	15,61	11,56
Soletta	-1,01	-1,36	-1,01	-1,36
Permanenti	-15,86	-23,79	-15,86	-23,79
Cedimenti	5,17	-0,18	5,17	-0,18
Accid. Mezzi	190,69	-277,01	190,69	-277,01
Accid. Folla	9,81	-8,21	9,81	-8,21
Temperatura	44,03	-44,03	44,03	-44,03
Ritiro	49,51	0,00	49,51	0,00
Vento	62,01	-62,01	62,01	-62,01

343,76 -417,40 359,96 -405,03

Nmax diagon. 437,79 -531,58 458,43 -515,83

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali su diagonale L=291 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 1.959,18 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali su diagonale L=339 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 531,58 \text{ kN}$$

7.3.1 Correnti

Profili 2L 180x18

Sollecitazioni sui correnti

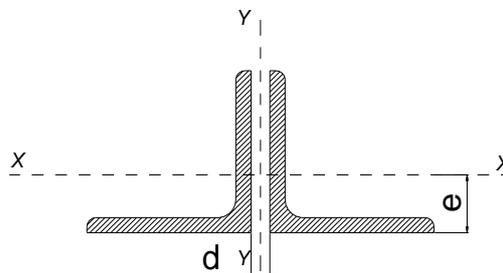
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 1.953,57 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC1

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	61,90
Distanza e (cm)	5,10
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	1.866,00
Distanza profilo d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5,49
Snellezza dir X-X	84
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,21
Raggio d'inerzia min (cm)	3,52
Snellezza dir Y-Y	60

L 180x18



Lunghezza elemento (cm)	460
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x18	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	18	mm
	rapporto h/t	10,00	
	tipo di acciaio	S	
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	84	
λ _y	snellezza direzione y-y	60	
A	area lorda di un profilo	6.190	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	6.190	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	295,2	N/mm ²

Carico critico elastico = N_{cr} = 3.654.843 N

Snellezza adimensionale λ' = 1,097

Fattore di imperfezione α = 0,34

Fattore adimensionale Φ = 1,254

Coefficiente per instabilità χ = 0,537

N _{Ed}	Azione normale di progetto	1.953,6	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	2.146,6	kN

Verifica: N_{ed} / N_{b,Rd} ≤ 1,00 = 1,10

VERIFICA SODDISFATTA

7.3.1.1 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 è pari a: $N_{\text{compress}} = 1.953,57 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{1.953,57}{8} = 244,20 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{244,20} = 1,50 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.3.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,639 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{1.953,57}{8} = 244,20 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,639 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 20}{1,25} \cdot 10^{-3} = 286,70 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{286,7}{244,20} = 1,17 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.3.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{8} = \frac{1.953,57}{16} = 122,10 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 224,40 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{224,40}{122,10} = 1,84 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.3.2 Diagonali L=291 cm

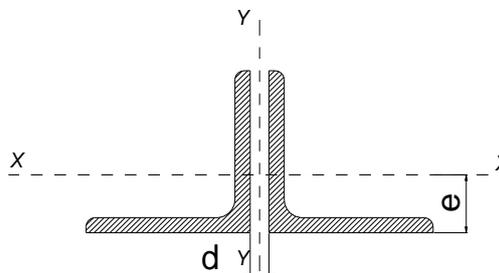
Profili 2L 180x15 Sollecitazioni sui diagonali $N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 1.959,18 \text{ kN}$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC1

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	53
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,14
Raggio d'inerzia min (cm)	3,53
Snellezza dir Y-Y	42

L 180x15



Lunghezza elemento (cm)	291
-------------------------	-----

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	
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	53	
λ _y	snellezza direzione y-y	42	
A	area lorda di un profilo	5.210	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	5.017	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	745,8	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 7.483.017 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,690$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 0,821$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,789$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	1.959,2	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	2.556,1	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,30$

VERIFICA SODDISFATTA

7.3.2.1 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 è pari a: $N_{\text{compress}} = 1.959,18 \text{ kN}$

$$N_{\text{b,sd}} = \frac{N_{\text{tot,sd}}}{8} = \frac{1.959,18}{8} = 244,90 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{V,Rd}}}{N_{\text{b,Sd}}} = \frac{367,20}{244,90} = 1,50 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.3.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,639 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{\text{b,sd}} = \frac{N_{\text{tot,sd}}}{8} = \frac{1.959,18}{8} = 244,90 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,639 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 20}{1,25} \cdot 10^{-3} = 249,30 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif,Rd}}}{N_{\text{b,Sd}}} = \frac{249,30}{244,90} = 1,02 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.3.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{\text{b,sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot,sd}}}{8} = \frac{1.959,18}{16} = 122,45 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 15}{1,25} \cdot 10^{-3} = 187,00 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif,Rd}}}{N_{\text{b,Sd}}} = \frac{187,00}{122,45} = 1,53 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.3.3 Diagonali L=339 cm

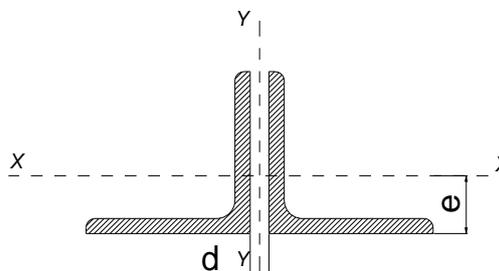
Profili 2L 180x15 Sollecitazioni sui diagonali $N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos\alpha} = 531,58 \text{ kN}$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DCI

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	53
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,14
Raggio d'inerzia min (cm)	3,53
Snellezza dir Y-Y	42

L 180x15



Lunghezza elemento (cm)	291
-------------------------	-----

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	
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	61	
λ _y	snellezza direzione y-y	47	
A	area lorda di un profilo	5.210	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	5.017	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	549,5	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 5.513.956 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,804$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 0,926$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,722$

	Azione normale di progetto	531,6	kN
N _{Ed}			
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	2.338,4	kN

Verifica: $N_{Ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 4,40$

VERIFICA SODDISFATTA

7.4 Verifiche trasversi di campata tipo DC2

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

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

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

Tali sollecitazioni sono comprensive degli 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:

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

$$M_T = \left[1,926 \cdot \frac{6,52^2}{2} + 1,926 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,926 \cdot 0,805 \cdot 2,40 \cdot \left(3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) \right] \cdot 4,769 = 269,51 \text{ kNm}$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai trasversi tipo DC2.

DC2 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3,00 m	T14	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-455,00	-455,00	571,14	571,14
Soletta	-1.529,94	-1.529,94	1.831,77	1.831,77	
Permanenti	-246,26	-246,26	301,56	301,56	
Cedimenti	218,81	-52,35	42,87	-176,96	
Accid. Mezzi	667,33	-983,90	914,12	-457,24	
Accid. Folla	44,19	-88,35	79,23	-34,53	
Temperatura	1.278,70	-1.278,70	1.057,99	-1.057,99	
Ritiro		-1.246,61	879,83		
Vento	269,51	-269,51	269,51	-269,51	

	$\gamma_{fav.}$	$\gamma_{sfav.}$
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 2,56 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T14	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-455,00	-614,25	771,04	571,14
Soletta	-1.529,94	-2.065,42	2.472,89	1.831,77
Permanenti	-246,26	-369,39	452,34	301,56
Cedimenti	262,57	-62,82	51,44	-212,35
Accid. Mezzi	900,90	-1.328,27	1.234,06	-617,27
Accid. Folla	59,66	-119,27	106,96	-46,62
Temperatura	920,66	-920,66	761,75	-761,75
Ritiro	0,00	-1.495,93	1.055,80	0,00
Vento	242,56	-242,56	242,56	-242,56

155,15 -7.218,57 7.148,84 823,92

Nmax corr. 60,60 -2.819,75 2.792,52 321,84

DC2 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3,00 m	T12	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-182,67	-182,67	585,72	585,72
Soletta	-1.144,66	-1.144,66	1.868,35	1.868,35	
Permanenti	-152,57	-152,57	316,26	316,26	
Cedimenti	236,22	-58,40	39,16	-166,28	
Accid. Mezzi	667,33	-983,90	914,13	-457,24	
Accid. Folla	44,19	-88,35	79,23	-34,53	
Temperatura	1.278,70	-1.278,70	1.057,99	-1.057,99	
Ritiro		-1.161,35	879,88		
Vento	269,51	-269,51	269,51	-269,51	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T12	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-182,67	-246,60	790,72	585,72
Soletta	-1.144,66	-1.545,29	2.522,27	1.868,35
Permanenti	-152,57	-228,86	474,39	316,26
Cedimenti	283,46	-70,08	46,99	-199,54
Accid. Mezzi	900,90	-1.328,27	1.234,08	-617,27
Accid. Folla	59,66	-119,27	106,96	-46,62
Temperatura	920,66	-920,66	761,75	-761,75
Ritiro	0,00	-1.393,62	1.055,86	0,00
Vento	242,56	-242,56	242,56	-242,56

interasse travi 5,00 m

927,34	-6.095,21	7.235,58	902,59
--------	-----------	----------	--------

braccio 2,56 m

Nmax corr.	362,24	-2.380,94	2.826,40	352,58
-------------------	---------------	------------------	-----------------	---------------

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti

$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 2.826,40 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

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

$$|V| = \frac{269,51}{5,00} = 53,90 \text{ kN/m}$$

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

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

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC2.

DC2 AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3,00 m	T14	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-212,82	-212,82	-197,63	-197,63
Soletta	-672,34	-672,34	-672,34	-672,34	
Permanenti	-109,56	-109,56	-109,56	-109,56	
Cedimenti	79,15	-19,04	79,15	-19,04	
Accid. Mezzi	217,53	-372,67	217,53	-372,67	
Accid. Folla	15,74	-33,51	15,74	-33,51	
Temperatura	467,34	-467,34	467,34	-467,34	
Ritiro		-425,29		-425,29	
Vento	53,90	-53,90	53,90	-53,90	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T14	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-212,82	-287,31	-197,63	-266,80
Soletta	-672,34	-907,66	-672,34	-907,66
Permanenti	-109,56	-164,34	-109,56	-164,34
Cedimenti	94,98	-22,85	94,98	-22,85
Accid. Mezzi	293,67	-503,10	293,67	-503,10
Accid. Folla	21,25	-45,24	21,25	-45,24
Temperatura	336,48	-336,48	336,48	-336,48
Ritiro	0,00	-510,35	0,00	-510,35
Vento	48,51	-48,51	48,51	-48,51

angolo alfa 44,32 °

-199,83	-2.825,84	-184,64	-2.805,34
---------	-----------	---------	-----------

L diagonali 2,93 m

Nmax diagon.	-279,31	-3.949,79	-258,08	-3.921,13
---------------------	----------------	------------------	----------------	------------------

DC2 AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3 , 0 0 m	T12	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-161,27	-161,27	-146,08	-146,08
Soletta	-588,72	-588,72	-602,60	-602,60	
Permanenti	-93,76	-93,76	-93,76	-93,76	
Cedimenti	80,50	-19,51	80,50	-19,51	
Accid. Mezzi	217,53	-372,67	217,53	-372,67	
Accid. Folla	15,74	-33,51	15,74	-33,51	
Temperatura	467,34	-467,34	467,34	-467,34	
Ritiro		-408,84		-408,84	
Vento	53,90	-53,90	53,90	-53,90	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T12	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-161,27	-217,71	-146,08	-197,21
Soletta	-588,72	-794,77	-602,60	-813,51
Permanenti	-93,76	-140,64	-93,76	-140,64
Cedimenti	96,60	-23,41	96,60	-23,41
Accid. Mezzi	293,67	-503,10	293,67	-503,10
Accid. Folla	21,25	-45,24	21,25	-45,24
Temperatura	336,48	-336,48	336,48	-336,48
Ritiro	0,00	-490,61	0,00	-490,61
Vento	48,51	-48,51	48,51	-48,51

angolo alfa 44,32 °

-47,24	-2.600,49	-45,93	-2.598,72
--------	-----------	--------	-----------

L diagonali 2,93 m

Nmax diagon.	-66,03	-3.634,80	-64,20	-3.632,33
---------------------	---------------	------------------	---------------	------------------

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos\alpha} = 3.949,79 \text{ kN}$$

7.4.1 Correnti

Profili 2L 200x22

Sollecitazioni sui correnti

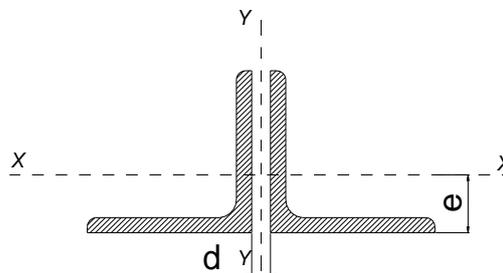
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 2.826,40 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC2

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	83,50
Distanza e (cm)	5,76
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	3.094,00
Distanza profilo d (cm)	2,80
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	6,09
Snellezza dir X-X	76
Raggio d'inerzia y-y (cm)	9,40
Raggio d'inerzia min (cm)	3,90
Snellezza dir Y-Y	53

L 200x22



Lunghezza elemento (cm)	460
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 200x22	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	200	mm
t	spessore ala	22	mm
	rapporto h/t	9,09	
	tipo di acciaio	S	
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	76	
λ _y	snellezza direzione y-y	53	
A	area lorda di un profilo	8.350	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	8.350	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	363,3	N/mm ²

Carico critico elastico = N_{cr} = 6.066.727 N

Snellezza adimensionale λ' = 0,989

Fattore di imperfezione α = 0,34

Fattore adimensionale Φ = 1,123

Coefficiente per instabilità χ = 0,604

N _{Ed}	Azione normale di progetto	2.826,4	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	3.257,0	kN

Verifica: N_{ed} / N_{b,Rd} ≤ 1,00 = 1,15

VERIFICA SODDISFATTA

7.4.1.1 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 è pari a: $N_{\text{compress}} = 2.826,40 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{10} = \frac{2.826,40}{10} = 282,64 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,sd}} = \frac{367,20}{282,64} = 1,30 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.4.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 84 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,667 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{10} = \frac{2.826,40}{10} = 282,64 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,667 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 448,80 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,sd}} = \frac{448,8}{282,64} = 1,59 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.4.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 84 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{10} = \frac{2.826,40}{20} = 141,32 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 22}{1,25} \cdot 10^{-3} = 274,30 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,sd}} = \frac{274,30}{141,32} = 1,94 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.4.2 Diagonali

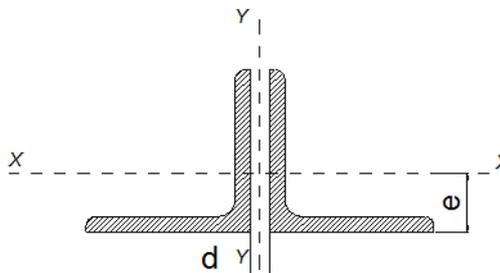
Profili 2L 180x15 Sollecitazioni sui diagonali $N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos\alpha} = 3.949,79 \text{ kN}$

VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC2

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	83,50
Distanza e (cm)	5,76
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	3.094,00
Distanza profilo d (cm)	2,80
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	6,09
Snellezza dir X-X	76
Raggio d'inerzia y-y (cm)	9,40
Raggio d'inerzia min (cm)	3,90
Snellezza dir Y-Y	53

L 200x22



Lunghezza elemento (cm)	460
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 200x22	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	200	mm
t	spessore ala	22	mm
	rapporto h/t	9,09	
	tipo di acciaio	S	
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	48	
λ _y	snellezza direzione y-y	37	
A	area lorda di un profilo	8.350	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	8.350	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	895,4	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 14.953.225 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,630$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 0,771$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,822$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	3.949,8	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	4.429,7	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,12$

VERIFICA SODDISFATTA

7.4.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 12 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 3.949,79 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{12} = \frac{3.949,79}{12} = 329,15 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_R = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{329,15} = 1,12 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.4.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 84 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{12} = \frac{3.949,79}{12} = 329,15 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 416,49 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{416,49}{329,15} = 1,27 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.4.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 84 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{12} = \frac{3.949,79}{24} = 164,57 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 22}{1,25} \cdot 10^{-3} = 305,40 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{305,40}{164,57} = 1,86 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.5 Verifiche trasversi di campata tipo DC3

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

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

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

Tali sollecitazioni sono comprensive degli 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:

$$M_T = \left[p_C \cdot \frac{h_1^2}{2} + p_C \cdot \mu_1 \cdot h_{trave} \cdot \frac{h_{trave}}{2} + p_C \cdot \mu_2 \cdot h_{barr.} \cdot \left(h_{trave} + h_{sol.} + h_{marc.} + \frac{h_{barr.}}{2} \right) \right] \cdot i \quad [\text{kNm}]$$

$$M_T = \left[1,932 \cdot \frac{8,52^2}{2} + 1,932 \cdot 0,20 \cdot \frac{3,60^2}{2} + 1,932 \cdot 0,907 \cdot 2,40 \cdot \left(3,60 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) \right] \cdot 3,29 =$$

$$= 341,01 \text{ kNm / m}$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai trasversi tipo DC3.

DC3 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 4,75 m	T26	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-622,39	-622,39	539,35	539,35
Soletta	-995,60	-995,60	953,15	953,15	
Permanenti	-395,47	-395,47	391,71	391,71	
Cedimenti	12,15	-36,48	46,36	-12,78	
Accid. Mezzi	519,49	-1.010,80	882,25	-426,64	
Accid. Folla	31,03	-92,68	81,27	-27,73	
Temperatura	103,07	-103,07	178,67	-178,67	
Ritiro		-63,85	125,64		
Vento	341,01	-341,01	341,01	-341,01	

	$\gamma_{fav.}$	$\gamma_{sfav.}$
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 4,28 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T26	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-622,39	-840,23	728,12	539,35
Soletta	-995,60	-1.344,06	1.286,75	953,15
Permanenti	-395,47	-593,21	587,57	391,71
Cedimenti	14,58	-43,78	55,63	-15,34
Accid. Mezzi	701,31	-1.364,58	1.191,04	-575,96
Accid. Folla	41,89	-125,12	109,71	-37,44
Temperatura	74,21	-74,21	128,64	-128,64
Ritiro	0,00	-76,62	150,77	0,00
Vento	306,91	-306,91	306,91	-306,91

-874,56 -4.768,70 4.545,14 819,92

Nmax corr. -204,34 -1.114,18 1.061,95 191,57

DC3 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 5,00 m	T27	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-647,55	-647,55	435,83	435,83
Soletta	-858,69	-858,69	700,14	700,14	
Permanenti	-384,60	-384,60	354,14	354,14	
Cedimenti	17,40	-74,29	50,24	-12,98	
Accid. Mezzi	789,14	-1.102,06	869,03	-369,60	
Accid. Folla	24,02	-113,77	91,64	-18,22	
Temperatura	453,56	-453,56	269,92	-269,92	
Ritiro		-389,24	210,27		
Vento	341,01	-341,01	341,01	-341,01	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 4,53 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T27	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-647,55	-874,19	588,37	435,83
Soletta	-858,69	-1.159,23	945,19	700,14
Permanenti	-384,60	-576,90	531,21	354,14
Cedimenti	20,88	-89,15	60,29	-15,58
Accid. Mezzi	1.065,34	-1.487,78	1.173,19	-498,96
Accid. Folla	32,43	-153,59	123,71	-24,60
Temperatura	326,56	-326,56	194,34	-194,34
Ritiro	0,00	-467,09	252,32	0,00
Vento	306,91	-306,91	306,91	-306,91

-138,72 -5.441,40 4.175,54 449,73

Nmax corr. -30,62 -1.201,19 921,75 99,28**DC3** AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 5,00 m	T29	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-191,73	-191,73	207,47	207,47
Soletta	-179,43	-179,43	202,91	202,91	
Permanenti	-164,45	-164,45	174,90	174,90	
Cedimenti	10,23	-38,18	33,84	-10,02	
Accid. Mezzi	811,26	-329,26	315,10	-777,26	
Accid. Folla	44,11	-233,27	244,53	-44,37	
Temperatura	259,29	-259,29	218,77	-218,77	
Ritiro		-243,22	205,45		
Vento	341,01	-341,01	341,01	-341,01	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 4,53 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T29	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-191,73	-258,84	280,08	207,47
Soletta	-179,43	-242,23	273,93	202,91
Permanenti	-164,45	-246,68	262,35	174,90
Cedimenti	12,28	-45,82	40,61	-12,02
Accid. Mezzi	1.095,20	-444,50	425,39	-1.049,30
Accid. Folla	59,55	-314,91	330,12	-59,90
Temperatura	186,69	-186,69	157,51	-157,51
Ritiro	0,00	-291,86	246,54	0,00
Vento	306,91	-306,91	306,91	-306,91

1.125,01 -2.338,43 2.323,43 -1.000,37

Nmax corr. 248,35 -516,21 512,90 -220,83**DC3** AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 4,95 m	T72	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	446,31	446,31	-372,53	-372,53
Soletta	744,14	744,14	-669,58	-669,58	
Permanenti	174,23	174,23	-147,32	-147,32	
Cedimenti	36,96	-36,68	38,99	-39,19	
Accid. Mezzi	835,93	-291,17	333,59	-914,81	
Accid. Folla	35,51	-86,51	114,99	-39,63	
Temperatura	299,05	-299,05	311,22	-311,22	
Ritiro	231,30			-243,25	
Vento	341,01	-341,01	341,01	-341,01	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 4,48 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T72	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	602,52	446,31	-372,53	-502,92
Soletta	1.004,59	744,14	-669,58	-903,93
Permanenti	261,35	174,23	-147,32	-220,98
Cedimenti	44,35	-44,02	46,79	-47,03
Accid. Mezzi	1.128,51	-393,08	450,35	-1.234,99
Accid. Folla	47,94	-116,79	155,24	-53,50
Temperatura	215,32	-215,32	224,08	-224,08
Ritiro	277,56	0,00	0,00	-291,90
Vento	306,91	-306,91	306,91	-306,91

3.889,03 288,57 -6,07 -3.786,24

Nmax corr. 868,09 64,41 -1,36 -845,14

DC3 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 5,00 m	T73	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	177,99	177,99	-181,07	-181,07
Soletta	321,59	321,59	-311,37	-311,37	
Permanenti	41,49	41,49	-24,00	-24,00	
Cedimenti	30,07	-30,92	33,14	-31,64	
Accid. Mezzi	848,47	-173,11	193,27	-938,26	
Accid. Folla	3,71	-144,75	172,74	-3,79	
Temperatura	268,78	-268,78	292,67	-292,67	
Ritiro	207,74			-228,34	
Vento	341,01	-341,01	341,01	-341,01	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T73	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	240,29	177,99	-181,07	-244,44
Soletta	434,15	321,59	-311,37	-420,35
Permanenti	62,24	41,49	-24,00	-36,00
Cedimenti	36,08	-37,10	39,77	-37,97
Accid. Mezzi	1.145,43	-233,70	260,91	-1.266,65
Accid. Folla	5,01	-195,41	233,20	-5,12
Temperatura	193,52	-193,52	210,72	-210,72
Ritiro	249,29	0,00	0,00	-274,01
Vento	306,91	-306,91	306,91	-306,91

interasse travi 5,00 m

2.672,91 -425,58 535,07 -2.802,17

braccio 4,53 m

Nmax corr. 590,05 -93,95 118,12 -618,58

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti
$$N_{corr} = \frac{M_{Sd,1}}{h} = 1.201,19 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

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

$$|V| = \frac{341,01}{5,00} = 68,20 \text{ kN/m}$$

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

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

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC3.

DC3 AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 4,75 m	T26	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-239,15	-239,15	-225,54	-225,54
Soletta	-169,19	-169,19	-389,75	-389,75	
Permanenti	-157,44	-157,44	-157,44	-157,44	
Cedimenti	4,98	-16,57	4,98	-16,57	
Accid. Mezzi	188,43	-378,14	188,43	-378,14	
Accid. Folla	11,74	-34,78	11,74	-34,78	
Temperatura	56,35	-56,35	56,35	-56,35	
Ritiro		-37,90		-37,90	
Vento	68,20	-68,20	68,20	-68,20	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T26	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-239,15	-322,85	-225,54	-304,48
Soletta	-169,19	-228,41	-389,75	-526,16
Permanenti	-157,44	-236,16	-157,44	-236,16
Cedimenti	5,98	-19,88	5,98	-19,88
Accid. Mezzi	254,38	-510,49	254,38	-510,49
Accid. Folla	15,85	-46,95	15,85	-46,95
Temperatura	40,57	-40,57	40,57	-40,57
Ritiro	0,00	-45,48	0,00	-45,48
Vento	61,38	-61,38	61,38	-61,38

angolo alfa 30,29 °

-187,62 -1.512,18 -394,57 -1.791,56

L diagonali 4,31 m

Nmax diagon. -217,28 -1.751,25 -456,95 -2.074,80

DC3 AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T27	Trave 1		Trave 2	
h = 5,00 m	Acciaio	-223,44	-223,44	-209,84	-209,84
	Soletta	-311,71	-311,71	-311,71	-311,71
	Permanenti	-147,72	-147,72	-147,72	-147,72
	Cedimenti	6,03	-24,86	6,03	-24,86
	Accid. Mezzi	230,54	-393,09	230,54	-393,09
	Accid. Folla	8,30	-40,93	8,30	-40,93
	Temperatura	144,67	-144,67	144,67	-144,67
	Ritiro		-119,88		-119,88
	Vento	68,20	-68,20	68,20	-68,20

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 28,89 °

L diagonali 4,52 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T27	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-223,44	-301,64	-209,84	-283,28
	Soletta	-311,71	-420,81	-311,71	-420,81
	Permanenti	-147,72	-221,58	-147,72	-221,58
	Cedimenti	7,24	-29,83	7,24	-29,83
	Accid. Mezzi	311,23	-530,67	311,23	-530,67
	Accid. Folla	11,21	-55,26	11,21	-55,26
	Temperatura	104,16	-104,16	104,16	-104,16
	Ritiro	0,00	-143,86	0,00	-143,86
	Vento	61,38	-61,38	61,38	-61,38

-187,66 -1.869,19 -174,06 -1.850,83

Nmax diagon. -214,34 -2.134,95 -198,80 -2.113,98**DC3** AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T29	Trave 1		Trave 2	
h = 5,00 m	Acciaio	-86,63	-86,63	-73,02	-73,02
	Soletta	-76,46	-76,46	-76,46	-76,46
	Permanenti	-67,96	-67,96	-67,96	-67,96
	Cedimenti	4,05	-14,40	4,05	-14,40
	Accid. Mezzi	317,11	-128,53	317,11	-128,53
	Accid. Folla	17,69	-95,55	17,69	-95,55
	Temperatura	95,60	-95,60	95,60	-95,60
	Ritiro		-89,72		-89,72
	Vento	68,20	-68,20	68,20	-68,20

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 28,89 °

L diagonali 4,52 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T29	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-86,63	-116,95	-73,02	-98,58
	Soletta	-76,46	-103,22	-76,46	-103,22
	Permanenti	-67,96	-101,94	-67,96	-101,94
	Cedimenti	4,86	-17,28	4,86	-17,28
	Accid. Mezzi	428,10	-173,52	428,10	-173,52
	Accid. Folla	23,88	-128,99	23,88	-128,99
	Temperatura	68,83	-68,83	68,83	-68,83
	Ritiro	0,00	-107,66	0,00	-107,66
	Vento	61,38	-61,38	61,38	-61,38

356,00 -879,78 369,61 -861,40

Nmax diagon. 406,62 -1.004,86 422,16 -983,88**DC3** AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T72	Trave 1		Trave 2	
h = 4,95 m	Acciaio	156,97	156,97	170,57	170,57
	Soletta	282,74	282,74	282,74	282,74
	Permanenti	64,31	64,31	64,31	64,31
	Cedimenti	15,23	-15,14	15,23	-15,14
	Accid. Mezzi	350,15	-124,95	350,15	-124,95
	Accid. Folla	15,02	-40,28	15,02	-40,28
	Temperatura	122,05	-122,05	122,05	-122,05
	Ritiro	94,91		94,91	
	Vento	68,20	-68,20	68,20	-68,20

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 29,16 °

L diagonali 4,48 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T72	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	211,91	156,97	230,27	170,57
	Soletta	381,70	282,74	381,70	282,74
	Permanenti	96,47	64,31	96,47	64,31
	Cedimenti	18,28	-18,17	18,28	-18,17
	Accid. Mezzi	472,70	-168,68	472,70	-168,68
	Accid. Folla	20,28	-54,38	20,28	-54,38
	Temperatura	87,88	-87,88	87,88	-87,88
	Ritiro	113,89	0,00	113,89	0,00
	Vento	61,38	-61,38	61,38	-61,38

1.464,48 113,53 1.482,84 127,13

Nmax diagon. 1.677,07 130,01 1.698,10 145,59

DC3 AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 5 , 0 0 m	T73	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	65,01	65,01	78,61	78,61
Soletta	126,59	126,59	126,59	126,59	
Permanenti	13,10	13,10	13,10	13,10	
Cedimenti	12,34	-12,81	12,34	-12,81	
Accid. Mezzi	356,61	-73,28	356,61	-73,28	
Accid. Folla	1,48	-63,48	1,48	-63,48	
Temperatura	112,29	-112,29	112,29	-112,29	
Ritiro	87,21		87,21		
Vento	68,20	-68,20	68,20	-68,20	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 28,89 °

L diagonali 4,52 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T73	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	87,76	65,01	106,12	78,61
Soletta	170,90	126,59	170,90	126,59
Permanenti	19,65	13,10	19,65	13,10
Cedimenti	14,81	-15,37	14,81	-15,37
Accid. Mezzi	481,42	-98,93	481,42	-98,93
Accid. Folla	2,00	-85,70	2,00	-85,70
Temperatura	80,85	-80,85	80,85	-80,85
Ritiro	104,65	0,00	104,65	0,00
Vento	61,38	-61,38	61,38	-61,38

1.023,42	-137,53	1.041,78	-123,93
----------	---------	----------	---------

Nmax diagon.	1.168,93	-157,08	1.189,90	-141,55
---------------------	-----------------	----------------	-----------------	----------------

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali su diagonale L=431 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos \alpha} = 2.074,80 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali su diagonale L=452 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos \alpha} = 2.134,95 \text{ kN}$$

Sollecitazioni sui diagonali su diagonale L=448 cm

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos \alpha} = 1.698,10 \text{ kN}$$

7.5.1 Correnti

Profili 2L 180x18

Sollecitazioni sui correnti

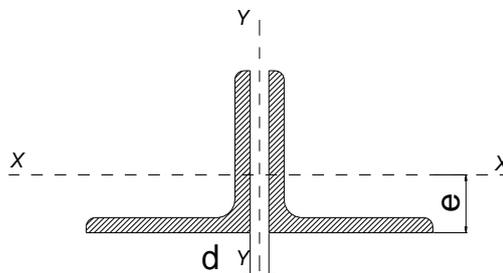
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 1.201,19 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC3

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	61,90
Distanza e (cm)	5,10
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	1.866,00
Distanza profilo d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	5,49
Snellezza dir X-X	87
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,21
Raggio d'inerzia min (cm)	3,52
Snellezza dir Y-Y	62

L 180x18



Lunghezza elemento (cm)	475
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x18	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	18	mm
	rapporto h/t	10,00	
	tipo di acciaio	S	
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	87	
λ _y	snellezza direzione y-y	62	
A	area lorda di un profilo	6.190	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	6.190	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	276,9	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{\text{cr}} = 3.427.655 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 1,132$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 1,300$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,516$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	1.201,2	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	2.062,3	kN

Verifica: $N_{\text{ed}} / N_{\text{b,Rd}} \leq 1,00 = 1,72$

VERIFICA SODDISFATTA

7.5.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 4 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 1.201,19 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{4} = \frac{1.201,19}{4} = 300,29 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{300,29} = 1,22 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.5.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo: $e_1 = 80 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$ $e_2 = 90 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,75 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{4} = \frac{1.201,19}{4} = 300,29 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,75 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 619,70 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{619,70}{300,29} = 2,06 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.5.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo: $e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$ $e_2 = 90 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{4} = \frac{1.201,19}{8} = 150,15 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 275,40 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{275,40}{150,15} = 1,83 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.5.2 Diagonali

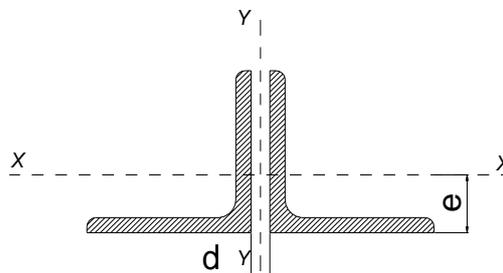
Profili 2L 200x18 Sollecitazioni sui diagonali $N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 2.134,95 \text{ kN}$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC3

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)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	6,13
Snellezza dir X-X	74
Raggio d'inerzia y-y (cm)	9,01
Raggio d'inerzia min (cm)	3,92
Snellezza dir Y-Y	54

L 200x18



Lunghezza elemento (cm)	452
-------------------------	-----

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	
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	74	
λ _y	snellezza direzione y-y	54	
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	381,2	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 5.268.308 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,965$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 1,096$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,619$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	2.135,0	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	2.762,4	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,29$

VERIFICA SODDISFATTA

7.5.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 7 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 2.134,95 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{7} = \frac{2.134,95}{7} = 304,99 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{304,99} = 1,20 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.5.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,6 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{7} = \frac{2.134,95}{7} = 304,99 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,667 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 499,80 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{499,80}{304,99} = 1,64 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.5.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 85 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{7} = \frac{2.134,95}{14} = 152,50 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,667 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 18}{1,25} \cdot 10^{-3} = 299,90 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{299,90}{152,50} = 1,97 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.6 Verifiche trasversi di campata tipo DC4

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui trasversi maggiormente sollecitati.

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

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

Tali sollecitazioni sono comprensive degli 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:

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

Dove i è l'interasse dei diaframmi.

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai trasversi tipo DC4.

DC4		AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO				AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO							
h = 4 , 6 7 m	T31	Trave 1		Trave 2		γ fav.	γ sfav.	T31	Trave 1		Trave 2		
	Acciaio	-156,54	-156,54	168,47	168,47			Acciaio	1,35	1,00	Acciaio	-156,54	-211,33
	Soletta	-164,75	-164,75	177,99	177,99	Soletta	1,35	1,00	Soletta	-164,75	-222,41	240,29	177,99
	Permanenti	-65,19	-65,19	68,44	68,44	Permanenti	1,50	1,00	Permanenti	-65,19	-97,79	102,66	68,44
	Cedimenti	5,26	-22,98	24,04	-5,48	Cedimenti	1,20	0,00	Cedimenti	6,31	-27,58	28,85	-6,58
	Accid. Mezzi	380,27	-616,54	635,70	-389,18	Accid. Mezzi	1,35	0,00	Accid. Mezzi	513,36	-832,33	858,20	-525,39
	Accid. Folla	62,83	-82,27	85,32	-66,00	Accid. Folla	1,35	0,00	Accid. Folla	84,82	-111,06	115,18	-89,10
	Temperatura	150,62	-150,62	156,27	-156,27	Temperatura	0,72	0,00	Temperatura	108,45	-108,45	112,51	-112,51
	Ritiro		-142,27	147,97		Ritiro	1,20	0,00	Ritiro	0,00	-170,72	177,56	0,00
	Vento	411,61	-411,61	411,61	-411,61	Vento	0,90	0,00	Vento	370,45	-370,45	370,45	-370,45
						interasse travi 5,00 m				696,91 -2.152,11 2.233,13 -689,13			
						braccio 4,20 m				Nmax corr. 165,93 -512,41 531,70 -164,08			

DC4 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 4,42 m	T32	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-94,69	-94,69	121,55	121,55
Soletta	-89,58	-89,58	120,54	120,54	
Permanenti	-8,99	-8,99	16,96	16,96	
Cedimenti	1,85	-5,43	6,18	-2,24	
Accid. Mezzi	208,53	-612,94	637,53	-218,88	
Accid. Folla	60,56	-16,61	24,87	-8,18	
Temperatura	32,16	-32,16	33,83	-33,83	
Ritiro		-30,01	31,75		
Vento	411,61	-411,61	411,61	-411,61	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 3,95 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T32	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-94,69	-127,83	164,09	121,55
Soletta	-89,58	-120,93	162,73	120,54
Permanenti	-8,99	-13,49	25,44	16,96
Cedimenti	2,22	-6,52	7,42	-2,69
Accid. Mezzi	281,52	-827,47	860,67	-295,49
Accid. Folla	81,76	-22,42	33,57	-11,04
Temperatura	23,16	-23,16	24,36	-24,36
Ritiro	0,00	-36,01	38,10	0,00
Vento	370,45	-370,45	370,45	-370,45

565,83 -1.548,27 1.686,82 -444,97

Nmax corr. 143,25 -391,97 427,04 -112,65**DC4** AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 4,42 m	T78	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	100,73	100,73	-69,49	-69,49
Soletta	173,83	173,83	-138,72	-138,72	
Permanenti	53,20	53,20	-41,44	-41,44	
Cedimenti	10,49	-10,76	11,58	-11,22	
Accid. Mezzi	245,28	-450,77	475,87	-266,76	
Accid. Folla	60,07	-23,89	27,43	-54,76	
Temperatura	89,83	-89,83	93,98	-93,98	
Ritiro	81,11			-84,91	
Vento	411,61	-411,61	411,61	-411,61	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 3,95 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T78	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	135,99	100,73	-69,49	-93,81
Soletta	234,67	173,83	-138,72	-187,27
Permanenti	79,80	53,20	-41,44	-62,16
Cedimenti	12,59	-12,91	13,90	-13,46
Accid. Mezzi	331,13	-608,54	642,42	-360,13
Accid. Folla	81,09	-32,25	37,03	-73,93
Temperatura	64,68	-64,68	67,67	-67,67
Ritiro	97,33	0,00	0,00	-101,89
Vento	370,45	-370,45	370,45	-370,45

1.407,72 -761,07 881,81 -1.330,76

Nmax corr. 356,39 -192,67 223,24 -336,90**DC4** AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 4,20 m	T33	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-29,05	-29,05	26,58	26,58
Soletta	-20,37	-20,37	16,66	16,66	
Permanenti	23,25	23,25	-28,80	-28,80	
Cedimenti	0,28	-1,48	2,15	-0,20	
Accid. Mezzi	114,08	-488,68	523,79	-120,71	
Accid. Folla	65,93	-1,10	2,03	-75,19	
Temperatura	13,89	-13,89	21,25	-21,25	
Ritiro		-13,93	20,65		
Vento	411,61	-411,61	411,61	-411,61	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 3,73 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T33	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-29,05	-39,22	35,88	26,58
Soletta	-20,37	-27,50	22,49	16,66
Permanenti	34,88	23,25	-28,80	-43,20
Cedimenti	0,34	-1,78	2,58	-0,24
Accid. Mezzi	154,01	-659,72	707,12	-162,96
Accid. Folla	89,01	-1,49	2,74	-101,51
Temperatura	10,00	-10,00	15,30	-15,30
Ritiro	0,00	-16,72	24,78	0,00
Vento	370,45	-370,45	370,45	-370,45

609,25 -1.103,61 1.152,54 -650,41

Nmax corr. 163,34 -295,87 308,99 -174,37

DC4 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 4,00 m	T91	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	93,82	93,82	-106,38	-106,38
Soletta	98,47	98,47	-112,54	-112,54	
Permanenti	62,28	62,28	-68,98	-68,98	
Cedimenti	1,36	-1,58	1,73	-1,53	
Accid. Mezzi	86,07	-439,00	462,03	-95,81	
Accid. Folla	87,14	-6,18	6,73	-94,14	
Temperatura	12,72	-12,72	14,53	-14,53	
Ritiro		-10,18	11,42		
Vento	411,61	-411,61	411,61	-411,61	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 3,53 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T91	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	126,66	93,82	-106,38	-143,61
Soletta	132,93	98,47	-112,54	-151,93
Permanenti	93,42	62,28	-68,98	-103,47
Cedimenti	1,63	-1,90	2,08	-1,84
Accid. Mezzi	116,19	-592,65	623,74	-129,34
Accid. Folla	117,64	-8,34	9,09	-127,09
Temperatura	9,16	-9,16	10,46	-10,46
Ritiro	0,00	-12,22	13,70	0,00
Vento	370,45	-370,45	370,45	-370,45

968,08 -740,14 741,61 -1.038,19

Nmax corr. 274,24 -209,67 210,09 -294,10
DC4 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3,84 m	T90	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-300,03	-300,03	267,47	267,47
Soletta	-331,76	-331,76	293,94	293,94	
Permanenti	-54,96	-54,96	46,67	46,67	
Cedimenti	3,29	-3,13	2,98	-3,22	
Accid. Mezzi	101,44	-648,85	692,10	-108,80	
Accid. Folla	49,08	-5,50	6,78	-58,53	
Temperatura	27,37	-27,37	25,45	-25,45	
Ritiro	26,21			-25,03	
Vento	411,61	-411,61	411,61	-411,61	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 3,37 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T90	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-300,03	-405,04	361,08	267,47
Soletta	-331,76	-447,88	396,82	293,94
Permanenti	-54,96	-82,44	70,01	46,67
Cedimenti	3,95	-3,76	3,58	-3,86
Accid. Mezzi	136,94	-875,95	934,34	-146,88
Accid. Folla	66,26	-7,43	9,15	-79,02
Temperatura	19,71	-19,71	18,32	-18,32
Ritiro	31,45	0,00	0,00	-30,04
Vento	370,45	-370,45	370,45	-370,45

-58,00 -2.212,64 2.163,74 -40,48

Nmax corr. -17,21 -656,57 642,06 -12,01
DC4 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 3,52 m	T84	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-309,72	-309,72	262,52	262,52
Soletta	-309,32	-309,32	264,35	264,35	
Permanenti	-50,92	-50,92	39,11	39,11	
Cedimenti	7,75	-7,06	6,36	-6,92	
Accid. Mezzi	113,96	-652,22	699,71	-117,64	
Accid. Folla	52,49	-14,44	11,30	-61,85	
Temperatura	58,32	-58,32	50,12	-50,12	
Ritiro	48,10			-42,16	
Vento	338,13	-338,13	338,13	-338,13	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 3,05 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T84	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-309,72	-418,12	354,40	262,52
Soletta	-309,32	-417,58	356,87	264,35
Permanenti	-50,92	-76,38	58,67	39,11
Cedimenti	9,30	-8,47	7,63	-8,30
Accid. Mezzi	153,85	-880,50	944,61	-158,81
Accid. Folla	70,86	-19,49	15,26	-83,50
Temperatura	41,99	-41,99	36,09	-36,09
Ritiro	57,72	0,00	0,00	-50,59
Vento	304,32	-304,32	304,32	-304,32

-31,93 -2.166,85 2.077,84 -75,63

Nmax corr. -10,47 -710,44 681,26 -24,80

DC4		AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO					
h = 4,45 m	T101	Trave 1		Trave 2				T101	Trave 1		Trave 2		
	Acciaio	-186,99	-186,99	185,87	185,87	Acciaio	1,35	1,00	Acciaio	-186,99	-252,44	250,92	185,87
	Soletta	-192,96	-192,96	192,09	192,09	Soletta	1,35	1,00	Soletta	-192,96	-260,50	259,32	192,09
	Permanenti	-18,78	-18,78	18,80	18,80	Permanenti	1,50	1,00	Permanenti	-18,78	-28,17	28,20	18,80
	Cedimenti	1,83	-1,49	1,49	-1,83	Cedimenti	1,20	0,00	Cedimenti	2,20	-1,79	1,79	-2,20
	Accid. Mezzi	248,37	-1.194,45	1.191,36	-247,82	Accid. Mezzi	1,35	0,00	Accid. Mezzi	335,30	-1.612,51	1.608,34	-334,56
	Accid. Folla	69,64	-42,03	42,01	-69,44	Accid. Folla	1,35	0,00	Accid. Folla	94,01	-56,74	56,71	-93,74
	Temperatura	10,89	-10,89	10,86	-10,86	Temperatura	0,72	0,00	Temperatura	7,84	-7,84	7,82	-7,82
	Ritiro	9,89			-9,88	Ritiro	1,20	0,00	Ritiro	11,87	0,00	0,00	-11,86
	Vento	411,61	-411,61	411,61	-411,61	Vento	0,90	0,00	Vento	370,45	-370,45	370,45	-370,45
interasse travi 5,00 m								422,93	-2.590,42	2.583,55	-423,86		

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 710,44 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

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

$$|V| = \frac{M}{5,00}$$

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

$$V_{\text{Sd}} = V_{\text{pp}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Sol.}} \cdot \gamma_{g1} + V_{\text{Perm.}} \cdot \gamma_{g2} + V_{\text{Ced.}} \cdot \gamma_{\text{Ced}} + V_{\text{Acc.+folla}} \cdot \gamma_{\text{q}} + V_{\text{Temp.}} \cdot \gamma_{\text{e}3} \cdot \Psi_{0,\text{temp}} + V_{\text{Rit.}} \cdot \gamma_{\text{Rit}} + V_{\text{v.}} \cdot \gamma_{\text{v.}} \cdot \Psi_{0,\text{v}}$$

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DC4.

DC4		AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO					
h = 4,67 m	T31	Trave 1		Trave 2				T31	Trave 1		Trave 2		
	Acciaio	-69,73	-69,73	-60,27	-60,27	Acciaio	1,35	1,00	Acciaio	-69,73	-94,14	-60,27	-81,36
	Soletta	-169,19	-169,19	-169,19	-169,19	Soletta	1,35	1,00	Soletta	-169,19	-228,41	-169,19	-228,41
	Permanenti	-26,73	-26,73	-26,73	-26,73	Permanenti	1,50	1,00	Permanenti	-26,73	-40,10	-26,73	-40,10
	Cedimenti	2,15	-9,41	2,15	-9,41	Cedimenti	1,20	0,00	Cedimenti	2,58	-11,29	2,58	-11,29
	Accid. Mezzi	153,90	-250,49	153,90	-250,49	Accid. Mezzi	1,35	0,00	Accid. Mezzi	207,77	-338,16	207,77	-338,16
	Accid. Folla	25,71	-33,53	25,71	-33,53	Accid. Folla	1,35	0,00	Accid. Folla	34,71	-45,27	34,71	-45,27
	Temperatura	61,38	-61,38	61,38	-61,38	Temperatura	0,72	0,00	Temperatura	44,19	-44,19	44,19	-44,19
	Ritiro		-58,05	0,00	-58,05	Ritiro	1,20	0,00	Ritiro	0,00	-69,66	0,00	-69,66
	Vento	82,32	-82,32	82,32	-82,32	Vento	0,90	0,00	Vento	74,09	-74,09	74,09	-74,09
angolo alfa 30,76 °								97,69	-945,30	107,15	-932,53		
L diagonali 4,24 m								Nmax diagon.	113,68	-1.100,09	124,69	-1.085,23	

DC4 AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T32	Trave 1		Trave 2	
h = 4,42 m	Acciaio	-47,98	-47,98	-38,52	-38,52
	Soletta	-42,03	-42,03	-42,03	-42,03
	Permanenti	-5,19	-5,19	-5,19	-5,19
	Cedimenti	0,82	-2,32	0,82	-2,32
	Accid. Mezzi	85,48	-250,15	85,48	-250,15
	Accid. Folla	24,87	-8,18	24,87	-8,18
	Temperatura	13,20	-13,20	13,20	-13,20
	Ritiro		-12,35	0,00	-12,35
	Vento	82,32	-82,32	82,32	-82,32

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 32,33 °

L diagonali 4,02 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T32	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-47,98	-64,77	-38,52	-52,00
	Soletta	-42,03	-56,74	-42,03	-56,74
	Permanenti	-5,19	-7,79	-5,19	-7,79
	Cedimenti	0,98	-2,78	0,98	-2,78
	Accid. Mezzi	115,40	-337,70	115,40	-337,70
	Accid. Folla	33,57	-11,04	33,57	-11,04
	Temperatura	9,50	-9,50	9,50	-9,50
	Ritiro	0,00	-14,82	0,00	-14,82
	Vento	74,09	-74,09	74,09	-74,09

138,35 -579,24 147,81 -566,47

Nmax diagon. 163,73 -685,51 174,93 -670,39**DC4** AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T78	Trave 1		Trave 2	
h = 4,42 m	Acciaio	29,32	29,32	38,77	38,77
	Soletta	62,51	62,51	62,51	62,51
	Permanenti	18,96	18,96	18,96	18,96
	Cedimenti	4,34	-4,47	4,34	-4,47
	Accid. Mezzi	102,37	-185,18	102,37	-185,18
	Accid. Folla	22,71	-10,01	22,71	-10,01
	Temperatura	36,76	-36,76	36,76	-36,76
	Ritiro	33,21		33,21	0,00
	Vento	82,32	-82,32	82,32	-82,32

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 32,33 °

L diagonali 4,02 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T78	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	39,58	29,32	52,34	38,77
	Soletta	84,39	62,51	84,39	62,51
	Permanenti	28,44	18,96	28,44	18,96
	Cedimenti	5,21	-5,36	5,21	-5,36
	Accid. Mezzi	138,20	-249,99	138,20	-249,99
	Accid. Folla	30,66	-13,51	30,66	-13,51
	Temperatura	26,47	-26,47	26,47	-26,47
	Ritiro	39,85	0,00	39,85	0,00
	Vento	74,09	-74,09	74,09	-74,09

466,88 -258,64 479,64 -249,19

Nmax diagon. 552,54 -306,09 567,64 -294,90**DC4** AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T33	Trave 1		Trave 2	
h = 4,20 m	Acciaio	-15,85	-15,85	-6,40	-6,40
	Soletta	-7,41	-7,41	-7,41	-7,41
	Permanenti	10,41	10,41	10,41	10,41
	Cedimenti	0,10	-0,73	0,10	-0,73
	Accid. Mezzi	46,94	-202,51	46,94	-202,51
	Accid. Folla	28,22	-0,63	28,22	-0,63
	Temperatura	7,03	-7,03	7,03	-7,03
	Ritiro		-6,92	0,00	-6,92
	Vento	82,32	-82,32	82,32	-82,32

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 33,83 °

L diagonali 3,84 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T33	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-15,85	-21,40	-6,40	-8,64
	Soletta	-7,41	-10,00	-7,41	-10,00
	Permanenti	15,62	10,41	15,62	10,41
	Cedimenti	0,12	-0,88	0,12	-0,88
	Accid. Mezzi	63,37	-273,39	63,37	-273,39
	Accid. Folla	38,10	-0,85	38,10	-0,85
	Temperatura	5,06	-5,06	5,06	-5,06
	Ritiro	0,00	-8,30	0,00	-8,30
	Vento	74,09	-74,09	74,09	-74,09

173,09 -383,56 182,54 -370,80

Nmax diagon. 208,37 -461,74 219,75 -446,39

DC4 AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T91	Trave 1		Trave 2	
h = 4,00 m	Acciaio	35,31	35,31	44,77	44,77
	Soletta	42,20	42,20	42,20	42,20
	Permanenti	26,25	26,25	26,25	26,25
	Cedimenti	0,58	-0,66	0,58	-0,66
	Accid. Mezzi	36,20	-180,36	36,20	-180,36
	Accid. Folla	36,28	-2,58	36,28	-2,58
	Temperatura	5,45	-5,45	5,45	-5,45
	Ritiro		-4,32	0,00	-4,32
	Vento	82,32	-82,32	82,32	-82,32

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 35,31 °

L diagonali 3,68 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T91	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	47,67	35,31	60,44	44,77
	Soletta	56,97	42,20	56,97	42,20
	Permanenti	39,38	26,25	39,38	26,25
	Cedimenti	0,70	-0,79	0,70	-0,79
	Accid. Mezzi	48,87	-243,49	48,87	-243,49
	Accid. Folla	48,98	-3,48	48,98	-3,48
	Temperatura	3,92	-3,92	3,92	-3,92
	Ritiro	0,00	-5,18	0,00	-5,18
	Vento	74,09	-74,09	74,09	-74,09

320,57 -227,20 333,34 -217,74

Nmax diagon. 392,82 -278,41 408,47 -266,81**DC4** AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T90	Trave 1		Trave 2	
h = 3,84 m	Acciaio	-118,23	-118,23	-108,77	-108,77
	Soletta	-125,14	-125,14	-125,14	-125,14
	Permanenti	-20,33	-20,33	-20,33	-20,33
	Cedimenti	1,30	-1,22	1,30	-1,22
	Accid. Mezzi	41,99	-268,18	41,99	-268,18
	Accid. Folla	21,50	-2,46	21,50	-2,46
	Temperatura	10,56	-10,56	10,56	-10,56
	Ritiro	10,25		10,25	0,00
	Vento	82,32	-82,32	82,32	-82,32

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 36,57 °

L diagonali 3,55 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T90	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-118,23	-159,61	-108,77	-146,84
	Soletta	-125,14	-168,94	-125,14	-168,94
	Permanenti	-20,33	-30,50	-20,33	-30,50
	Cedimenti	1,56	-1,46	1,56	-1,46
	Accid. Mezzi	56,69	-362,04	56,69	-362,04
	Accid. Folla	29,03	-3,32	29,03	-3,32
	Temperatura	7,60	-7,60	7,60	-7,60
	Ritiro	12,30	0,00	12,30	0,00
	Vento	74,09	-74,09	74,09	-74,09

-82,44 -807,56 -72,98 -794,79

Nmax diagon. -102,64 -1.005,52 -90,86 -989,61**DC4** AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T84	Trave 1		Trave 2	
h = 3,52 m	Acciaio	-119,18	-119,18	-109,72	-109,72
	Soletta	-114,73	-114,73	-114,73	-114,73
	Permanenti	-18,01	-18,01	-18,01	-18,01
	Cedimenti	2,93	-2,68	2,93	-2,68
	Accid. Mezzi	46,27	-270,39	46,27	-270,39
	Accid. Folla	22,83	-5,12	22,83	-5,12
	Temperatura	21,69	-21,69	21,69	-21,69
	Ritiro	18,05		18,05	0,00
	Vento	67,63	-67,63	67,63	-67,63

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,35	0,00
Accid. Folla	1,35	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	0,90	0,00

angolo alfa 39,34 °

L diagonali 3,29 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

	T84	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-119,18	-160,89	-109,72	-148,12
	Soletta	-114,73	-154,89	-114,73	-154,89
	Permanenti	-18,01	-27,02	-18,01	-27,02
	Cedimenti	3,52	-3,22	3,52	-3,22
	Accid. Mezzi	62,46	-365,03	62,46	-365,03
	Accid. Folla	30,82	-6,91	30,82	-6,91
	Temperatura	15,62	-15,62	15,62	-15,62
	Ritiro	21,66	0,00	21,66	0,00
	Vento	60,86	-60,86	60,86	-60,86

-56,98 -794,43 -47,52 -781,66

Nmax diagon. -73,67 -1.027,20 -61,44 -1.010,69

DC4	AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO
-----	--

h = 4 , 0 0 m	T101	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-79,30	-79,30	-69,84	-69,84
	Soletta	-77,01	-77,01	-77,01	-77,01
	Permanenti	-7,52	-7,52	-7,52	-7,52
	Cedimenti	0,73	-0,60	0,73	-0,60
	Accid. Mezzi	99,24	-477,16	99,24	-477,16
	Accid. Folla	27,82	-16,81	27,82	-16,81
	Temperatura	4,35	-4,35	4,35	-4,35
	Ritiro	3,95		3,95	0,00
	Vento	82,32	-82,32	82,32	-82,32

		γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00	
Soletta	1,35	1,00	
Permanenti	1,50	1,00	
Cedimenti	1,20	0,00	
Accid. Mezzi	1,35	0,00	
Accid. Folla	1,35	0,00	
Temperatura	0,72	0,00	
Ritiro	1,20	0,00	
Vento	0,90	0,00	

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T101	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-79,30	-107,06	-69,84	-94,28
Soletta	-77,01	-103,96	-77,01	-103,96
Permanenti	-7,52	-11,28	-7,52	-11,28
Cedimenti	0,88	-0,72	0,88	-0,72
Accid. Mezzi	133,97	-644,17	133,97	-644,17
Accid. Folla	37,56	-22,69	37,56	-22,69
Temperatura	3,13	-3,13	3,13	-3,13
Ritiro	4,74	0,00	4,74	0,00
Vento	74,09	-74,09	74,09	-74,09

angolo alfa 32,13 °

90,54	-967,10	100,00	-954,33
-------	---------	--------	---------

L diagonali 4,05 m

Nmax diagon.	106,92	-1.142,06	118,09	-1.126,98
---------------------	---------------	------------------	---------------	------------------

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos \alpha} = 1.100,09 \text{ kN}$$

7.6.1 Correnti

Profili 2L 150x15

Sollecitazioni sui correnti

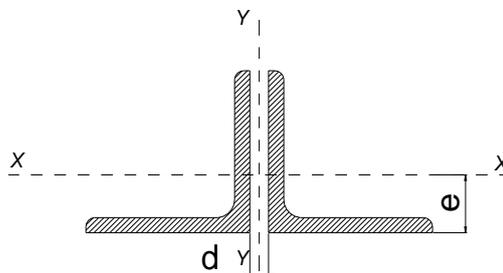
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 710,44 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRAVERSI CAMPATA DC4

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	43,02
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	104
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,96
Raggio d'inerzia min (cm)	2,93
Snellezza dir Y-Y	74

L 150x15



Lunghezza elemento (cm)	475
-------------------------	-----

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	
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	104	
λ _y	snellezza direzione y-y	74	
A	area lorda di un profilo	4.302	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	4.302	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	191,9	N/mm ²

Carico critico elastico = N_{cr} = 1.650.687 N

Snellezza adimensionale λ' = 1,360

Fattore di imperfezione α = 0,34

Fattore adimensionale Φ = 1,622

Coefficiente per instabilità χ = 0,399

N _{Ed}	Azione normale di progetto	710,4	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	1.107,7	kN

Verifica: N_{ed} / N_{b,Rd} ≤ 1,00 = 1,56

VERIFICA SODDISFATTA

7.6.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 3 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 710,44 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{3} = \frac{710,44}{3} = 236,81 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,sd}} = \frac{367,20}{236,81} = 1,55 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.6.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 100 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 75 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,75 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{3} = \frac{710,44}{3} = 236,81 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,75 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 24}{1,25} \cdot 10^{-3} = 495,70 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,sd}} = \frac{495,70}{236,81} = 2,09 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.6.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 75 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{3} = \frac{710,44}{6} = 118,41 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 15}{1,25} \cdot 10^{-3} = 229,50 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{rif},Rd}}{N_{b,sd}} = \frac{229,50}{118,41} = 1,94 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.6.2 Diagonali

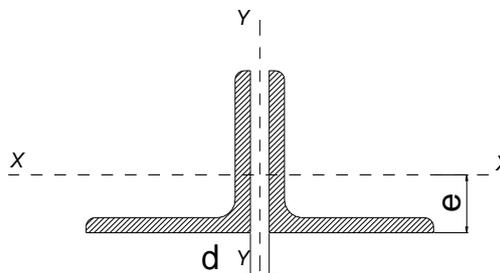
Profili 2L 150x15 Sollecitazioni sui diagonali $N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 1.100,09 \text{ kN}$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI CAMPATA DC4

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	43,02
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	93
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,96
Raggio d'inerzia min (cm)	2,93
Snellezza dir Y-Y	67

L 150x15



Lunghezza elemento (cm)	424
-------------------------	-----

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	
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	93	
λ _y	snellezza direzione y-y	67	
A	area lorda di un profilo	4.302	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	4.302	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	240,8	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 2.071.668 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 1,214$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 1,410$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,470$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	1.100,1	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	1.306,3	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,19$

VERIFICA SODDISFATTA

7.6.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 4 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 1.100,09 \text{ kN}$

$$N_{\text{b,sd}} = \frac{N_{\text{tot,sd}}}{4} = \frac{1.100,09}{4} = 277,27 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{V,Rd}}}{N_{\text{b,Sd}}} = \frac{367,20}{277,27} = 1,32 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.6.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 65 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 75 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,722 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{\text{b,sd}} = \frac{N_{\text{tot,sd}}}{4} = \frac{1.100,09}{4} = 277,27 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,722 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 24}{1,25} \cdot 10^{-3} = 477,40 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif,Rd}}}{N_{\text{b,Sd}}} = \frac{477,40}{277,27} = 1,72 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.6.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 65 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 75 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{\text{b,sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot,sd}}}{4} = \frac{1.100,09}{8} = 137,51 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 15}{1,25} \cdot 10^{-3} = 229,50 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif,Rd}}}{N_{\text{b,Sd}}} = \frac{229,50}{137,51} = 1,67 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.7 Verifiche trasverso di spalla tipo DSP2

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

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

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

Tali sollecitazioni sono comprensive degli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui traversi 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:

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

$$M_T = \left[1,926 \cdot \frac{6,52^2}{2} + 1,926 \cdot 0,20 \cdot \frac{2,60^2}{2} + 1,926 \cdot 0,805 \cdot 2,40 \cdot \left(3,10 + 0,33 + 0,15 + \frac{2,40}{2} \right) \right] \cdot \frac{57,250}{2} =$$

$$= 1.617,31 \text{ kNm}$$

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DSP2.

h = 3 , 0 0 m	AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO							AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO					
	TI	Trave 1		Trave 2				TI	Trave 1		Trave 2		
	Acciaio	1.453,53	1.453,53	-1.409,22	-1.409,22	γ fav.	γ sfav.	Acciaio	1.962,27	1.453,53	-1.409,22	-1.902,45	
	Soletta	2.765,13	2.765,13	-2.694,10	-2.694,10	1,35	1,00	Soletta	3.732,93	2.765,13	-2.694,10	-3.637,04	
	Permanenti	1.684,20	1.684,20	-1.608,39	-1.608,39	1,50	1,00	Permanenti	2.526,30	1.684,20	-1.608,39	-2.412,59	
	Cedimenti	136,13	-17,99	16,76	-128,44	1,20	0,00	Cedimenti	163,36	-21,59	20,11	-154,13	
	Accid. Mezzi	5.863,37	-1.929,76	481,24	-322,21	1,35	0,00	Accid. Mezzi	7.915,55	-2.605,18	649,67	-434,98	
	Accid. Folla	172,76	-100,76	94,48	-160,78	1,35	0,00	Accid. Folla	233,23	-136,03	127,55	-217,05	
	Temperatura	612,91	-612,91	602,05	-602,05	0,72	0,00	Temperatura	441,30	-441,30	433,48	-433,48	
	Ritiro		-510,73	505,83		1,20	0,00	Ritiro	0,00	-612,88	607,00	0,00	
	Vento	1.617,31	-1.617,31	1.617,31	-1.617,31	0,90	0,00	Vento	1.455,58	-1.455,58	1.455,58	-1.455,58	
						interasse travi	5.00 m		18.430,50	630,32	-2.418,33	-10.647,29	
						braccio	2.33 m		Nmax corr.	7.910,08	270,52	-1.037,91	-4.569,65

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti

$$N_{corr} = \frac{M_{Sd,1}}{h} = 7.910,08 \text{ kN}$$

7.7.1 Correnti

Profili 4L 200x24

Sollecitazioni sui correnti

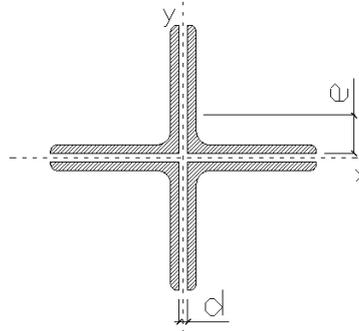
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 7.910,08 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRASVERSI SPALLA SP4

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	91,00
Distanza e (cm)	5,84
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	3.331,00
Distanza profilo d (cm)	3,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	9,51
Snellezza dir X-X	54
Raggio d'inerzia y-y (cm)	9,51
Raggio d'inerzia min (cm)	3,90
Snellezza dir Y-Y	54

L 200x24



Lunghezza elemento (cm)	475
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 200x24	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	200	mm
t	spessore ala	24	mm
	rapporto h/t	8,33	
	tipo di acciaio	S	
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	54	
λ _y	snellezza direzione y-y	54	
A	area lorda di un profilo	9.100	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	9.100	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	711,2	N/mm ²

Carico critico elastico = N_{cr} = 25.886.191 N

Snellezza adimensionale λ' = 0,707

Fattore di imperfezione α = 0,34

Fattore adimensionale Φ = 0,836

Coefficiente per instabilità χ = 0,780

	Azione normale di progetto	Valore	u.d.m.
N _{Ed}	Azione normale di progetto	7.910,1	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	9.163,0	kN

Verifica: N_{Ed} / N_{b,Rd} ≤ 1,00 = 1,16

VERIFICA SODDISFATTA

7.7.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 12+12 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 7.910,08 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(12+12)} = \frac{7.910,08}{24} = 329,59 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{329,59} = 1,11 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.7.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 70 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,639 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(12+12)} = \frac{7.910,08}{24} = 329,59 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,639 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 501,80 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{501,80}{329,59} = 1,52 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.7.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(12+12)} = \frac{2.826,40}{48} = 164,80 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 24}{1,25} \cdot 10^{-3} = 299,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{299,30}{164,80} = 1,82 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.7.2 Diagonali

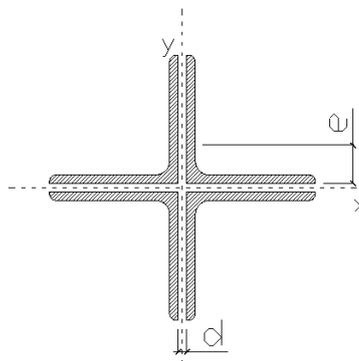
Profili 4L 200x24 Sollecitazioni sui diagonali $N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 10.230,74 \text{ kN}$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI SPALLA SP4

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	91,00
Distanza e (cm)	5,84
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	3.331,00
Distanza profilo d (cm)	3,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	9,51
Snellezza dir X-X	30
Raggio d'inerzia y-y (cm)	9,51
Raggio d'inerzia min (cm)	3,90
Snellezza dir Y-Y	30

L 200x24



Lunghezza elemento (cm)	210
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 200x24	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	200	mm
t	spessore ala	24	mm
	rapporto h/t	8,33	
	tipo di acciaio	S	
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	30	
λ _y	snellezza direzione y-y	30	
A	area lorda di un profilo	9.100	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	9.100	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	2282,2	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 83.071.152 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,394$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 0,611$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,928$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	10.230,7	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	10.904,9	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,07$

VERIFICA SODDISFATTA

7.7.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 14+14 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 10.230,74 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(14+14)} = \frac{10.230,74}{28} = 365,38 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{367,20}{365,38} = 1,01 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.7.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 60 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,639 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(14+14)} = \frac{10.230,74}{28} = 365,38 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,639 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 501,80 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{501,80}{365,38} = 1,37 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.7.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 80 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(14+14)} = \frac{10.230,74}{56} = 182,69 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 22}{1,25} \cdot 10^{-3} = 299,20 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{rif, Rd}}}{N_{b, \text{sd}}} = \frac{299,20}{182,69} = 1,64 \quad \text{la sezione è verificata}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

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

$$|V| = \frac{3.568,54}{5,00} = 712,31 \text{ kN/m}$$

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

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

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DIP1.

DIP1		AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO				AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO							
h = 3 , 0 0 m	T13	Trave 1		Trave 2				T13	Trave 1		Trave 2		
	Acciaio	-13,86	-13,86	-1,68	-1,68	Acciaio	1,35	1,00	Acciaio	-13,86	-18,71	-1,68	-2,27
	Soletta	-100,28	-100,28	-100,28	-100,28	Soletta	1,35	1,00	Soletta	-100,28	-135,38	-100,28	-135,38
	Permanenti	-43,27	-43,27	-43,27	-43,27	Permanenti	1,50	1,00	Permanenti	-43,27	-64,91	-43,27	-64,91
	Cedimenti	98,45	-24,00	98,45	-24,00	Cedimenti	1,20	0,00	Cedimenti	118,14	-28,80	118,14	-28,80
	Accid. Mezzi	352,73	-409,52	352,73	-409,52	Accid. Mezzi	1,01	0,00	Accid. Mezzi	356,26	-413,62	356,26	-413,62
	Accid. Folla	13,87	-39,91	13,87	-39,91	Accid. Folla	1,01	0,00	Accid. Folla	14,01	-40,31	14,01	-40,31
	Temperatura	615,26	-615,26	615,26	-615,26	Temperatura	0,72	0,00	Temperatura	442,99	-442,99	442,99	-442,99
	Ritiro		-567,24		-567,24	Ritiro	1,20	0,00	Ritiro	0,00	-680,69	0,00	-680,69
	Vento	712,31	-712,31	712,31	-712,31	Vento	1,50	0,00	Vento	1.068,46	-1.068,46	1.068,46	-1.068,46
						angolo alfa	47,02	°					
						L diagonali	2,77	m					
								1.842,45 -2.893,86 1.854,63 -2.877,41					
								Nmax diagon. 2.702,34 -4.244,45 2.720,20 -4.220,34					

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali

$$N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 4.244,45 \text{ kN}$$

7.8.1 Correnti

Profili 4L 180x16

Sollecitazioni sui correnti

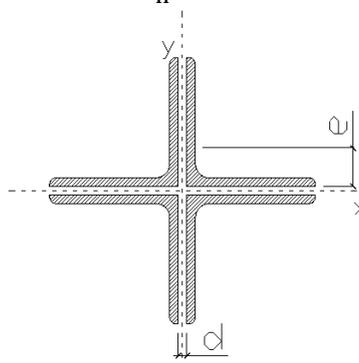
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 4.258,50 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRASVERSI PILA IP1

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	55,40
Distanza e (cm)	5,02
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	1.682,00
Distanza profilo d (cm)	3,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	8,54
Snellezza dir X-X	60
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,54
Raggio d'inerzia min (cm)	3,53
Snellezza dir Y-Y	60

L 180x16



Lunghezza elemento (cm)	475
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 200x24	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	200	mm
t	spessore ala	24	mm
	rapporto h/t	8,33	
	tipo di acciaio	S	
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	54	
λ _y	snellezza direzione y-y	54	
A	area lorda di un profilo	9.100	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	9.100	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	711,2	N/mm ²

Carico critico elastico = N_{cr} = 25.886.191 N

Snellezza adimensionale λ' = 0,707

Fattore di imperfezione α = 0,34

Fattore adimensionale Φ = 0,836

Coefficiente per instabilità χ = 0,780

	Azione normale di progetto	Valore	u.d.m.
N _{Ed}	Azione normale di progetto	7.910,1	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	9.163,0	kN

Verifica: N_{Ed} / N_{b,Rd} ≤ 1,00 = 1,16

VERIFICA SODDISFATTA

7.8.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 7+7 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 4.258,50 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{(7+7)} = \frac{4.258,50}{14} = 304,18 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_R = \frac{F_{V,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{304,18} = 1,21 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.8.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 70 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,639 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot},sd}}{(7+7)} = \frac{4.258,50}{14} = 304,18 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,639 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 30}{1,25} \cdot 10^{-3} = 501,80 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{501,80}{304,18} = 1,65 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.8.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot},sd}}{(7+7)} = \frac{4.258,50}{28} = 152,09 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 199,5 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif},Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{199,5}{152,09} = 1,31 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.8.2 Diagonali

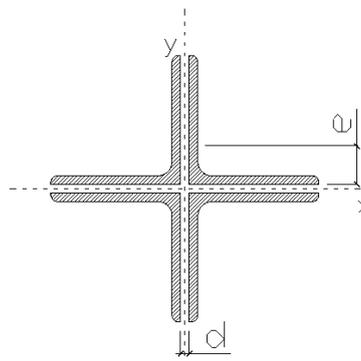
Profili 4L 180x16 Sollecitazioni sui diagonali $N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 4.244,45 \text{ kN}$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI PILA IP1

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	55,40
Distanza e (cm)	5,02
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	1.682,00
Distanza profilo d (cm)	3,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	8,54
Snellezza dir X-X	39
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,54
Raggio d'inerzia min (cm)	3,53
Snellezza dir Y-Y	39

L 180x16



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

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x16	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	16	mm
	rapporto h/t	11,25	
	tipo di acciaio	S	
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	39	
λ _y	snellezza direzione y-y	39	
A	area lorda di un profilo	5.540	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	5.540	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	1336,0	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 29.605.120 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,515$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 0,686$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,877$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	4.244,5	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	6.274,1	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,48$

VERIFICA SODDISFATTA

7.8.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 12 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 4.244,45 \text{ kN}$

$$N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot,sd}}}{(8+8)} = \frac{4.244,45}{16} = 265,28 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_R = \frac{F_{v,Rd}}{N_{b,Sd}} = \frac{367,20}{265,28} = 1,38 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.8.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

Assumendo: $e_1 = 100 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$ $e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$
 $p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$ $p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1 \right) = 0,75 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{N_{\text{tot,sd}}}{(8+8)} = \frac{4.244,45}{16} = 265,28 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,75 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 35}{1,25} \cdot 10^{-3} = 589,10 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif,Rd}}}{N_{b,Sd}} = \frac{589,10}{265,28} = 2,22 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.8.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

Assumendo: $e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$ $e_2 = 55 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$
 $p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm}$ $p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$

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

Il valore di $N_{b,sd} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot,sd}}}{(8+8)} = \frac{4.244,45}{32} = 132,64 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{m,2}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 199,50 \text{ kN}$$

$$I_R = \frac{F_{\text{Rif,Rd}}}{N_{b,Sd}} = \frac{199,50}{132,64} = 1,50 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.9 Verifiche trasverso di pila tipo DIP2-DIP5

Si riportano le azioni massime di flessione agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

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

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

Tali sollecitazioni sono comprensive degli effetti prodotti dall'azione orizzontale del vento considerata su un'area di influenza pari al passo dei diaframmi.

Sui traversi 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:

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

Dove i rappresenta la lunghezza delle campate su cui insiste la pila.

Le azioni totali di flessione sono poi divise per la distanza verticale tra i baricentri dei correnti superiori ed inferiore al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli correnti.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DIP2-5.

DIP2		AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO					
h = 5 , 0 0 m	T28	Trave 1		Trave 2				T28	Trave 1		Trave 2		
	Acciaio	-343,72	-343,72	292,73	292,73	Acciaio	1,35	1,00	Acciaio	-343,72	-464,02	395,19	292,73
	Soletta	-374,65	-374,65	337,13	337,13	Soletta	1,35	1,00	Soletta	-374,65	-505,78	455,13	337,13
	Permanenti	-320,99	-320,99	311,34	311,34	Permanenti	1,50	1,00	Permanenti	-320,99	-481,49	467,01	311,34
	Cedimenti	17,43	-66,94	53,56	-15,16	Cedimenti	1,20	0,00	Cedimenti	20,92	-80,33	64,27	-18,19
	Accid. Mezzi	1.268,98	-477,50	402,60	-1.058,34	Accid. Mezzi	1,35	0,00	Accid. Mezzi	1.713,12	-644,63	543,51	-1.428,76
	Accid. Folla	70,82	-413,54	388,62	-63,28	Accid. Folla	1,35	0,00	Accid. Folla	95,61	-558,28	524,64	-85,43
	Temperatura	445,41	-612,91	336,27	-336,27	Temperatura	0,72	0,00	Temperatura	320,70	-441,30	242,11	-242,11
	Ritiro		-402,74	299,69		Ritiro	1,20	0,00	Ritiro	0,00	-483,29	359,63	0,00
	Vento	7.246,63	-7.246,63	7.246,63	-7.246,63	Vento	0,90	0,00	Vento	6.521,96	-6.521,96	6.521,96	-6.521,96
						interasse travi	5,00	m	7.632,94 -10.181,06 9.573,45 -7.355,26				
						braccio	4,32	m	Nmax corr. 1.766,89 -2.356,73 2.216,08 -1.702,61				

DIP3 AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 5,00 m	T51	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	15,76	15,76	-12,44	-12,44
Soletta	50,23	50,23	-44,94	-44,94	
Permanenti	-99,42	-99,42	111,85	111,85	
Cedimenti	19,20	-32,83	34,13	-19,89	
Accid. Mezzi	1.174,48	-221,21	232,01	-1.241,68	
Accid. Folla	1,44	-286,90	306,68	-1,73	
Temperatura	293,61	-293,61	309,51	-309,51	
Ritiro	235,66			-249,29	
Vento	8.990,69	-8.990,69	8.990,69	-8.990,69	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,01	0,00
Accid. Folla	1,01	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	1,50	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 4,32 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T51	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	21,28	15,76	-12,44	-16,79
Soletta	67,81	50,23	-44,94	-60,67
Permanenti	-99,42	-149,13	167,78	111,85
Cedimenti	23,04	-39,40	40,96	-23,87
Accid. Mezzi	1.186,22	-223,42	234,33	-1.254,10
Accid. Folla	1,45	-289,77	309,75	-1,75
Temperatura	211,40	-211,40	222,85	-222,85
Ritiro	282,79	0,00	0,00	-299,15
Vento	13.486,03	-13.486,03	13.486,03	-13.486,03

15.180,61 -14.333,16 14.404,31 -15.253,35

Nmax corr. 3.514,03 -3.317,86 3.334,33 -3.530,87**DIP4** AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 5,00 m	T74	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	8,28	8,28	2,01	2,01
Soletta	51,02	51,02	-40,03	-40,03	
Permanenti	-76,00	-76,00	92,07	92,07	
Cedimenti	32,05	-34,41	36,36	-33,63	
Accid. Mezzi	1.160,01	-212,70	226,94	-1.238,12	
Accid. Folla	1,64	-270,53	294,09	-1,74	
Temperatura	316,23	-316,23	334,89	-334,89	
Ritiro	247,03			-262,64	
Vento	9.072,04	-9.072,04	9.072,04	-9.072,04	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,01	0,00
Accid. Folla	1,01	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	1,50	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 4,32 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T74	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	11,18	8,28	2,71	2,01
Soletta	68,88	51,02	-40,03	-54,04
Permanenti	-76,00	-114,00	138,11	92,07
Cedimenti	38,46	-41,29	43,63	-40,36
Accid. Mezzi	1.171,61	-214,83	229,21	-1.250,50
Accid. Folla	1,66	-273,24	297,03	-1,76
Temperatura	227,69	-227,69	241,12	-241,12
Ritiro	296,44	0,00	0,00	-315,17
Vento	13.608,06	-13.608,06	13.608,06	-13.608,06

15.347,97 -14.419,80 14.519,85 -15.416,93

Nmax corr. 3.552,77 -3.337,92 3.361,08 -3.568,73**DIP5** AZIONI FLETTENTI "M" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 5,00 m	T97	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-288,18	-288,18	306,39	306,39
Soletta	-153,83	-153,83	314,25	314,25	
Permanenti	-314,61	-314,61	325,70	325,70	
Cedimenti	11,78	-9,60	9,97	-12,24	
Accid. Mezzi	1.097,41	-277,41	286,80	-1.114,18	
Accid. Folla	42,97	-359,55	370,43	-44,60	
Temperatura	86,25	-86,25	89,26	-89,26	
Ritiro	69,67			-72,31	
Vento	5.892,65	-5.892,65	5.892,65	-5.892,65	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,01	0,00
Accid. Folla	1,01	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	1,50	0,00

interasse travi 5,00 m

braccio 4,32 m

AZIONI FLETTENTI "M" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T97	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-288,18	-389,04	413,63	306,39
Soletta	-153,83	-207,67	424,24	314,25
Permanenti	-314,61	-471,92	488,55	325,70
Cedimenti	14,14	-11,52	11,96	-14,69
Accid. Mezzi	1.108,38	-280,18	289,67	-1.125,32
Accid. Folla	43,40	-363,15	374,13	-45,05
Temperatura	62,10	-62,10	64,27	-64,27
Ritiro	83,60	0,00	0,00	-86,77
Vento	8.838,98	-8.838,98	8.838,98	-8.838,98

9.393,98 -10.624,55 10.905,42 -9.228,73

Nmax corr. 2.174,53 -2.459,39 2.524,40 -2.136,28

In particolare si ottiene:

Sollecitazione massima sui correnti

$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 3.568,73 \text{ kN}$$

Si riportano le azioni massime di taglio agenti sui traversi maggiormente sollecitati.

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

$$|V| = \frac{M}{5,00} \text{ kN/m}$$

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

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

Le azioni totali di taglio sono poi divise per il coseno dell'angolo formato tra il corrente ed il diagonale al fine di trovare la forza assiale di trazione o compressione sui singoli diagonali.

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo relative ai traversi tipo DIP2-5.

DIP2		AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						
h = 5 . 0 0 m	T28	Trave 1		Trave 2				T28	Trave 1		Trave 2			
	Acciaio	-133,36	-133,36	-121,18	-121,18	Acciaio	1,35	1,00	Acciaio	-133,36	-180,04	-121,18	-163,59	
	Soletta	-142,33	-142,33	-142,33	-142,33	Soletta	1,35	1,00	Soletta	-142,33	-192,15	-142,33	-192,15	
	Permanenti	-126,44	-126,44	-126,44	-126,44	Permanenti	1,50	1,00	Permanenti	-126,44	-189,66	-126,44	-189,66	
	Cedimenti	6,62	-24,10	6,62	-24,10	Cedimenti	1,20	0,00	Cedimenti	7,94	-28,92	7,94	-28,92	
	Accid. Mezzi	464,59	-175,46	464,59	-175,46	Accid. Mezzi	1,35	0,00	Accid. Mezzi	627,20	-236,87	627,20	-236,87	
	Accid. Folla	26,82	-160,40	26,82	-160,40	Accid. Folla	1,35	0,00	Accid. Folla	36,21	-216,54	36,21	-216,54	
	Temperatura	156,31	-156,31	156,31	-156,31	Temperatura	0,72	0,00	Temperatura	112,54	-112,54	112,54	-112,54	
	Ritiro		-140,43		-140,43	Ritiro	1,20	0,00	Ritiro	0,00	-168,52	0,00	-168,52	
	Vento	1.449,33	-1.449,33	1.449,33	-1.449,33	Vento	0,90	0,00	Vento	1.304,39	-1.304,39	1.304,39	-1.304,39	
							angolo alfa	30,06	°					
						L diagonali	4,34	m						
								1.686,15	-2.629,62	1.698,33	-2.613,18			
								Nmax diagon.	1.948,14	-3.038,21	1.962,22	-3.019,21		

DIP3		AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO						
h = 5 . 0 0 m	T51	Trave 1		Trave 2				T51	Trave 1		Trave 2			
	Acciaio	-0,44	-0,44	11,74	11,74	Acciaio	1,35	1,00	Acciaio	-0,44	-0,59	15,85	11,74	
	Soletta	19,03	19,03	19,03	19,03	Soletta	1,35	1,00	Soletta	25,69	19,03	25,69	19,03	
	Permanenti	-42,25	-42,25	-42,25	-42,25	Permanenti	1,50	1,00	Permanenti	-42,25	-63,38	-42,25	-63,38	
	Cedimenti	7,83	-13,41	7,83	-13,41	Cedimenti	1,20	0,00	Cedimenti	9,40	-16,09	9,40	-16,09	
	Accid. Mezzi	483,23	-90,68	483,23	-90,68	Accid. Mezzi	1,01	0,00	Accid. Mezzi	488,06	-91,59	488,06	-91,59	
	Accid. Folla	0,63	-118,72	0,63	-118,72	Accid. Folla	1,01	0,00	Accid. Folla	0,64	-119,91	0,64	-119,91	
	Temperatura	120,62	-120,62	120,62	-120,62	Temperatura	0,72	0,00	Temperatura	86,85	-86,85	86,85	-86,85	
	Ritiro	96,99		96,99		Ritiro	1,20	0,00	Ritiro	116,39	0,00	116,39	0,00	
	Vento	1.798,14	-1.798,14	1.798,14	-1.798,14	Vento	1,50	0,00	Vento	2.697,21	-2.697,21	2.697,21	-2.697,21	
							angolo alfa	30,06	°					
						L diagonali	4,34	m						
								3.381,54	-3.056,58	3.397,83	-3.044,24			
								Nmax diagon.	3.906,95	-3.531,50	3.925,77	-3.517,25		

DIP4 AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 5,00 m	T74	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-4,83	-4,83	7,34	7,34
Soletta	18,23	18,23	18,23	18,23	
Permanenti	-33,62	-33,62	-33,62	-33,62	
Cedimenti	13,14	-14,15	13,14	-14,15	
Accid. Mezzi	479,64	-87,94	479,64	-87,94	
Accid. Folla	0,68	-112,93	0,68	-112,93	
Temperatura	130,22	-130,22	130,22	-130,22	
Ritiro	101,93		101,93		
Vento	1.814,41	-1.814,41	1.814,41	-1.814,41	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,01	0,00
Accid. Folla	1,01	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	1,50	0,00

angolo alfa 30,06 °

L diagonali 4,34 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T74	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-4,83	-6,52	9,91	7,34
Soletta	24,61	18,23	24,61	18,23
Permanenti	-33,62	-50,43	-33,62	-50,43
Cedimenti	15,77	-16,98	15,77	-16,98
Accid. Mezzi	484,44	-88,82	484,44	-88,82
Accid. Folla	0,69	-114,06	0,69	-114,06
Temperatura	93,76	-93,76	93,76	-93,76
Ritiro	122,32	0,00	122,32	0,00
Vento	2.721,61	-2.721,61	2.721,61	-2.721,61

3.424,74 -3.073,95 3.439,48 -3.060,09

Nmax diagon. 3.956,87 -3.551,57 3.973,90 -3.535,56

DIP5 AZIONI TAGLIANTI "V" CARATTERISTICHE ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

h = 5,00 m	T97	Trave 1		Trave 2	
	Acciaio	-125,00	-125,00	-112,83	-112,83
Soletta	-122,39	-122,39	-122,39	-122,39	
Permanenti	-128,06	-128,06	-128,06	-128,06	
Cedimenti	4,80	-3,91	4,80	-3,91	
Accid. Mezzi	442,32	-112,94	442,32	-112,94	
Accid. Folla	17,52	-146,00	17,52	-146,00	
Temperatura	35,10	-35,10	35,10	-35,10	
Ritiro	28,40		28,40		
Vento	1.178,53	-1.178,53	1.178,53	-1.178,53	

	γ fav.	γ sfav.
Acciaio	1,35	1,00
Soletta	1,35	1,00
Permanenti	1,50	1,00
Cedimenti	1,20	0,00
Accid. Mezzi	1,01	0,00
Accid. Folla	1,01	0,00
Temperatura	0,72	0,00
Ritiro	1,20	0,00
Vento	1,50	0,00

angolo alfa 30,06 °

L diagonali 4,34 m

AZIONI TAGLIANTI "V" ALLO SLU ALLE ESTREMITA' DEL TRAVERSO

T97	Trave 1		Trave 2	
Acciaio	-125,00	-168,75	-112,83	-152,32
Soletta	-122,39	-165,23	-122,39	-165,23
Permanenti	-128,06	-192,09	-128,06	-192,09
Cedimenti	5,76	-4,69	5,76	-4,69
Accid. Mezzi	446,74	-114,07	446,74	-114,07
Accid. Folla	17,70	-147,46	17,70	-147,46
Temperatura	25,27	-25,27	25,27	-25,27
Ritiro	34,08	0,00	34,08	0,00
Vento	1.767,80	-1.767,80	1.767,80	-1.767,80

1.921,90 -2.585,35 1.934,07 -2.568,93

Nmax diagon. 2.220,52 -2.987,06 2.234,58 -2.968,08

In particolare si ottiene.

Sollecitazioni sui diagonali

$$N_{\text{diag}} = \frac{V_{\text{Sd},1}}{\cos \alpha} = 3.973,90 \text{ kN}$$

7.9.1 Correnti

Profili 4L 180x16

Sollecitazioni sui correnti

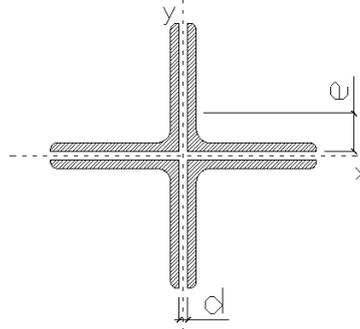
$$N_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Sd},1}}{h} = 3.568,73 \text{ kN}$$

VERIFICA CORRENTI TRASVERSI PILA IP2-IP5

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	55,40
Distanza e (cm)	5,02
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	1.682,00
Distanza profilo d (cm)	3,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	8,54
Snellezza dir X-X	60
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,54
Raggio d'inerzia min (cm)	3,53
Snellezza dir Y-Y	60

L 180x16



Lunghezza elemento (cm)	475
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x16	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	16	mm
	rapporto h/t	11,25	
	tipo di acciaio	S	
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	60	
λ _y	snellezza direzione y-y	60	
A	area lorda di un profilo	5.540	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	5.540	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	574,2	N/mm ²

Carico critico elastico = N_{cr} = 12.723.423 N

Snellezza adimensionale λ' = 0,786

Fattore di imperfezione α = 0,34

Fattore adimensionale Φ = 0,909

Coefficiente per instabilità χ = 0,733

N _{Ed}	Azione normale di progetto	3.568,7	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	5.241,1	kN

Verifica: N_{ed} / N_{b,Rd} ≤ 1,00 = 1,47

VERIFICA SODDISFATTA

7.9.1.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 6+6 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 3.568,63 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(6+6)} = \frac{3.568,63}{12} = 297,39 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{V, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{297,39} = 1,23 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.9.1.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 97 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,75 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(6+6)} = \frac{3.568,63}{12} = 297,39 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,75 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 35}{1,25} \cdot 10^{-3} = 589,10 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{589,10}{297,39} = 1,98 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.9.1.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(6+6)} = \frac{3.568,63}{24} = 148,69 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 199,5 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{199,50}{148,69} = 1,34 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.9.2 Diagonali

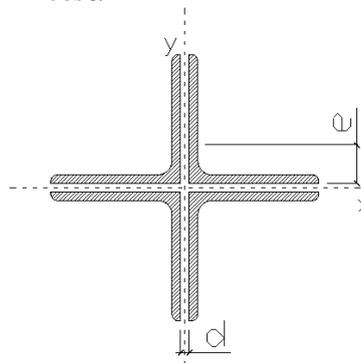
Profili 4L 180x16 Sollecitazioni sui diagonali $N_{diag} = \frac{V_{Sd,1}}{\cos \alpha} = 3.973,90 \text{ kN}$

VERIFICA DIAGONALI TRAVERSI PILA IP2-IP5

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	55,40
Distanza e (cm)	5,02
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	1.682,00
Distanza profilo d (cm)	3,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	8,54
Snellezza dir X-X	56
Raggio d'inerzia y-y (cm)	8,54
Raggio d'inerzia min (cm)	3,53
Snellezza dir Y-Y	56

L 180x16



Lunghezza elemento (cm)	440
-------------------------	-----

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 180x16	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	180	mm
t	spessore ala	16	mm
	rapporto h/t	11,25	
	tipo di acciaio	S	
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	56	
λ _y	snellezza direzione y-y	56	
A	area lorda di un profilo	5.540	mm ²
A _{eff}	area efficace di un profilo	5.540	mm ²
σ _{cr}	sforzo critico euleriano	653,8	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 14.487.145 \text{ N}$

Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,737$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 0,863$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,762$

N _{Ed}	Azione normale di progetto	3.973,9	kN
γ _{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
N _{b,Rd}	Resistenza dell'asta compressa	5.452,9	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,37$

VERIFICA SODDISFATTA

7.9.2.1 Verifica bulloni a taglio

Si dispongono 8+8 Bulloni M27 in DOPPIA sezione classe 10.9. Il valore massimo di azione in direzione ortogonale al gambo dei bulloni è pari a: $N_{\text{compress}} = 3.973,90 \text{ kN}$

$$N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(8+8)} = \frac{3.973,90}{16} = 248,37 \text{ kN} \quad \text{è inferiore alla resistenza a taglio del singolo bullone:}$$

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

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{v, \text{Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{367,20}{248,37} = 1,48 \quad \text{La sezione è verificata}$$

7.9.2.2 Verifica a rifollamento dell'irrigidimento verticale

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 100 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

$$\alpha = \min \left(\frac{e_1}{3 \cdot d_0}; \frac{p_1}{3 \cdot d_0} - 0,25; \frac{f_{\text{ub}}}{f_u}; 1 \right) = 0,75 \quad k = \min \left(2,8 \cdot \frac{e_2}{d_0} - 1,7; 1,4 \cdot \frac{p_2}{d_0} - 1,7; 2,5 \right) = 2,50$$

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(8+8)} = \frac{3.973,90}{16} = 248,37 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,75 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 35}{1,25} \cdot 10^{-3} = 589,10 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{589,10}{248,37} = 2,37 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.9.2.3 Verifica a rifollamento dell'angolare

$$\text{Assumendo:} \quad e_1 = 50 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm} \quad e_2 = 45 \text{ mm} > 1,20 \cdot d_0 = 31,2 \text{ mm}$$

$$p_1 = 90 \text{ mm} > 2,20 \cdot d_0 = 57,2 \text{ mm} \quad p_2 = 80 \text{ mm} > 2,40 \cdot d_0 = 72 \text{ mm}$$

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

Il valore di $N_{b, \text{sd}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{N_{\text{tot, sd}}}{(8+8)} = \frac{3.9373,90}{32} = 124,18 \text{ kN}$ è inferiore alla resistenza a rifollamento calcolata secondo l'espressione 4.2.61 delle NTC 2008 per cui:

$$F_{\text{rif}} = \frac{k \cdot \alpha \cdot f_u \cdot d \cdot t}{\gamma_{\text{m,2}}} = \frac{2,50 \cdot 0,556 \cdot 510 \cdot 27 \cdot 16}{1,25} \cdot 10^{-3} = 199,50 \text{ kN}$$

$$I_{\text{R}} = \frac{F_{\text{Rif, Rd}}}{N_{b, \text{Sd}}} = \frac{199,50}{124,18} = 1,61 \quad \text{la sezione è verificata}$$

7.10 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.

Per $h_t=3,00m$

Trave 1
$$q_{mont.} = p_{mont} \cdot h_i = 1,908 \cdot 3,43 = 6,54 \text{ kN/m}$$

Trave 2
$$q_{mont.} = p_{mont} \cdot h_i \cdot \mu = 1,908 \cdot 3,10 \cdot 0,20 = 1,18 \text{ kN/m}$$

Per $h_t=3,50m$

Trave 1
$$q_{mont.} = p_{mont} \cdot h_i = 1,914 \cdot 3,93 = 7,52 \text{ kN/m}$$

Trave 2
$$q_{mont.} = p_{mont} \cdot h_i \cdot \mu = 1,914 \cdot 3,60 \cdot 0,20 = 1,38 \text{ kN/m}$$

Per $h_t=5,00m$

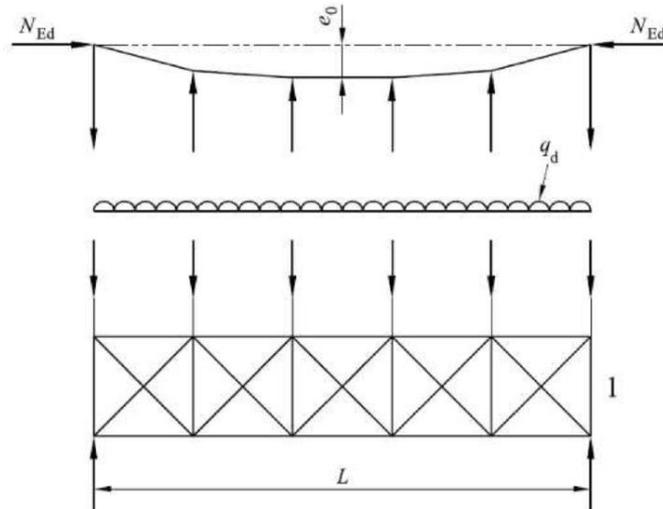
Trave 1
$$q_{mont.} = p_{mont} \cdot h_i = 1,92 \cdot 5,43 = 10,43 \text{ kN/m}$$

Trave 2
$$q_{mont.} = p_{mont} \cdot h_i \cdot \mu = 1,92 \cdot 5,10 \cdot 0,20 = 1,96 \text{ kN/m}$$

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	2
$\alpha_m =$	$\sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$	$\sqrt{0,5 \cdot \left(1 + \frac{1}{2}\right)} = 0,866$
L [m] =	68,80	102,3
h [m] =	3,10	Var. da 3,60 a 5,10
e_0 [mm] =	$0,866 \cdot \frac{68.800}{500} = 119$	$0,866 \cdot \frac{102.300}{500} = 177$
δ_q [mm] ~	3	15
M_{Ed} [kNm] =	26.070	88.280
N_{Ed} [kN] =	8.410	25.223
q_d [kN/m] =	1,73	3,70

Il carico implementato e maggiorato tenendo in conto gli effetti del vento e quelli dovuti alle imperfezioni è pari a:

Per $h_t=3,00\text{m}$

Trave 1 $q_{\text{tot.}} = q_{\text{mont.}} + q_d = 6,54 + 1,73 = 8,27\text{kN/m}$

Trave 2 $q_{\text{tot.}} = q_{\text{mont.}} + q_d = 1,18 + 1,73 = 2,91\text{kN/m}$

Per $h_t=3,50\text{m}$

Trave 1 $q_{\text{tot.}} = q_{\text{mont.}} + q_d = 7,52 + 3,70 = 11,22\text{kN/m}$

Trave 2 $q_{\text{tot.}} = q_{\text{mont.}} + q_d = 1,38 + 3,70 = 5,08\text{kN/m}$

Per $h_t=5,00\text{m}$

Trave 1 $q_{\text{tot.}} = q_{\text{mont.}} + q_d = 10,43 + 3,70 = 14,13\text{kN/m}$

Trave 2 $q_{\text{tot.}} = q_{\text{mont.}} + q_d = 1,96 + 3,70 = 5,66\text{kN/m}$

Il modello di calcolo utilizzato per il dimensionamento dei controventi superiori è il seguente:



Figura 145 – Modellazione controventi superiori

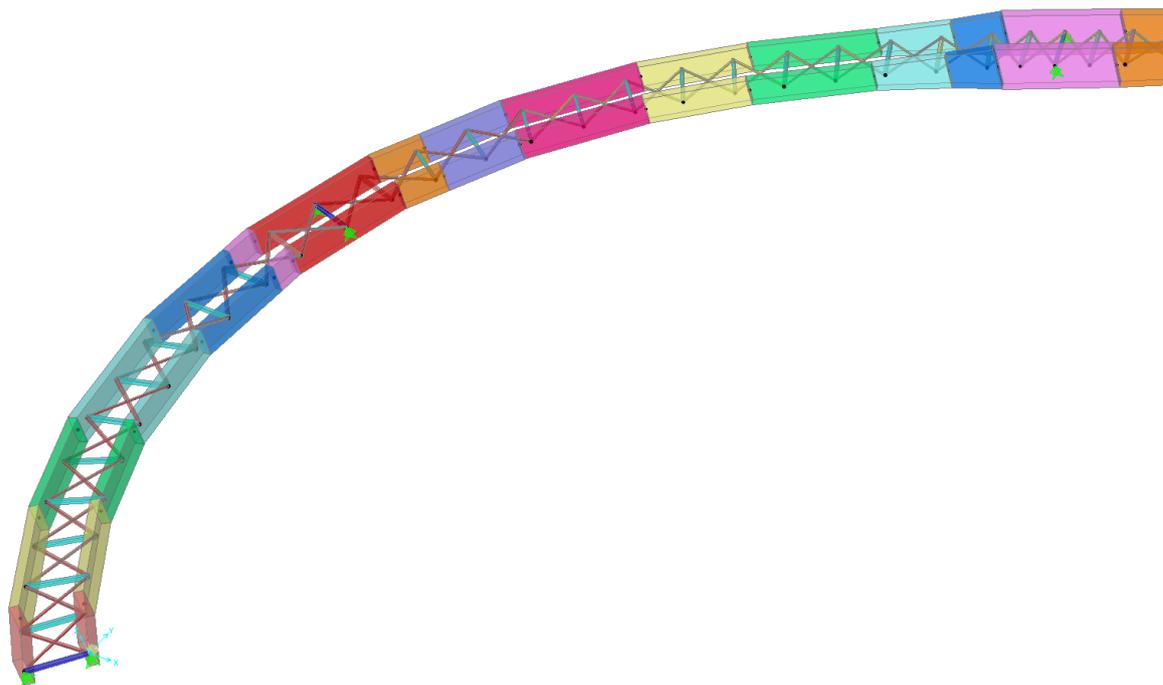


Figura 146 – Particolare controventi superiori su campata 1-2

È stata successivamente valutata l'azione assiale agente sui profili:

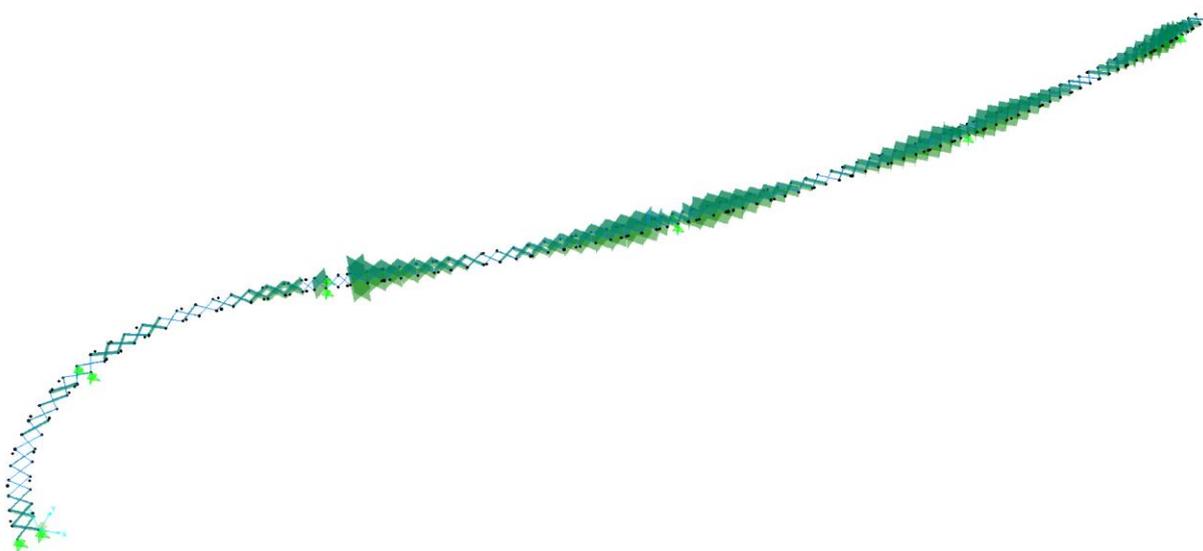


Figura 147 – Diagramma dell'azione assiale sui controventi superiori

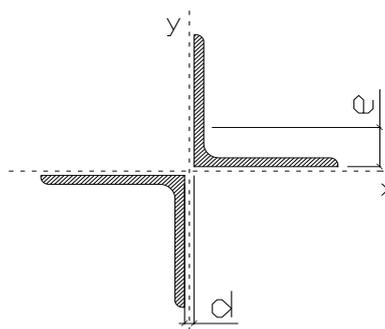
Da tale modellazione si assume il valore massimo, in prima fase e non fattorizzato, di azione di compressione pari a: $N_{Ed} = 483,1 \text{ kN}$

VERIFICA CONTROVENTI SUPERIORI

DATI GEOMETRICI

Area di 1 profilo (cm ²)	30,00
Distanza e (cm)	3,64
Inerzia di un singolo contr. (cm ⁴)	472,20
Distanza profilo d (cm)	2,00
Interasse calastrelli (cm)	80,00
Raggio d'inerzia x-x (cm)	6,10
Snellezza dir X-X	64
Raggio d'inerzia y-y (cm)	6,10
Raggio d'inerzia min (cm)	2,54
Snellezza dir Y-Y	64

L 130x12



Lunghezza elemento (cm)	340
-------------------------	-----

Il valore di N_{Ed} opportunamente combinato con i relativi coefficienti moltiplicativi è pari a:

$$N_{Ed} = N_{Ed} \cdot \gamma_{G1} = 483,10 \cdot 1,50 = 724,65 \text{ kN}$$

VERIFICA DIAFRAMMI CALASTRELLATI

CALCOLO CLASSE DEL PROFILO

	PROFILO L 130x12	Valore	u.d.m.
h	lunghezza ala	130	mm
t	spessore ala	12	mm
	rapporto h/t	10,83	
	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	64	
λ_y	snellezza direzione y-y	64	
A	area lorda di un profilo	3.000	mm ²
A_{eff}	area efficace di un profilo	3.000	mm ²
σ_{cr}	sforzo critico euleriano	506,3	N/mm ²

Carico critico elastico = $N_{cr} = 3.037.747$ N

Snellezza adimensionale $\lambda' = 0,837$

Fattore di imperfezione $\alpha = 0,34$

Fattore adimensionale $\Phi = 0,959$

Coefficiente per instabilità $\chi = 0,701$

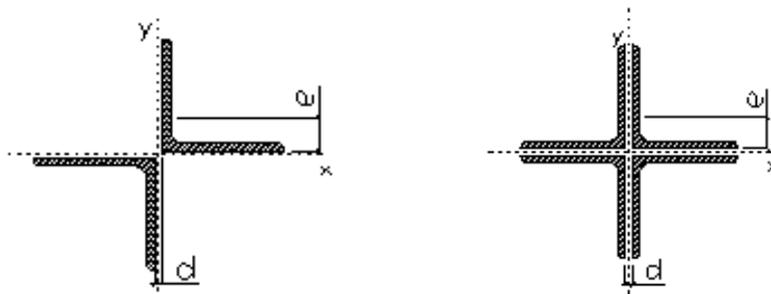
N_{Ed}	Azione normale di progetto	724,7	kN
γ_{M1}	Coefficiente di sicurezza instabilità	1,10	
$N_{b,Rd}$	Resistenza dell'asta compressa	1.357,6	kN

Verifica: $N_{ed} / N_{b,Rd} \leq 1,00 = 1,87$

VERIFICA SODDISFATTA

7.11 Verifiche dei controventi superiori e inferiori

La verifica dei controventi inferiori è stata svolta in relazione alle NTC 2008, per membrature presso inflesse. Si utilizzano i seguenti sistemi 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.

$$\Delta M_{x,Ed} = e_{N,y} \cdot N_{Ed} \quad \Delta M_{y,Ed} = e_{N,x} \cdot N_{Ed}$$

K coefficiente di interazione (tabella C4.2.IV, NTC 2008)

Le verifiche più dettagliate dei controventi superiori (solo in prima fase) e inferiori sono riportate nell'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:

$$P_{Rd2} \text{ (kN)} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot (f_{ck} \cdot E_c)^{0,5} / \gamma_v \cdot 10^{-3} = 118,67 \text{ kN (espressione 4.3.7 NTC 2008)}$$

Crisi lato acciaio:

$$P_{Rd1} \text{ (kN)} = 0,8 \cdot f_y \cdot (\pi \cdot d^2 / 4) / \gamma_v \cdot 10^3 = 109,48 \text{ kN (espressione 4.3.8 NTC 2008)}$$

Per le verifiche allo SLE: $P_{d \text{ adm}} = \min (P_{Rd1}; P_{Rd2}) \cdot 0,60 = 65,69 \text{ kN / piolo}$

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.

$$n=16,84 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 524,7}{16,84} \cdot \left(300 + 5 + \frac{28}{2} - 220,5\right)}{33.248.454} = 2,5836 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=6,24 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 524,7}{6,24} \cdot \left(300 + 5 + \frac{28}{2} - 260,4\right)}{41.885.502} = 3,2947 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=14,93 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 524,7}{14,93} \cdot \left(300 + 5 + \frac{28}{2} - 225,3\right)}{34.283.524} = 2,6884 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

$$n=20,70 \quad \frac{S^*}{J} = \frac{\frac{28 \cdot 524,7}{20,70} \cdot \left(300 + 5 + \frac{28}{2} - 212,6\right)}{31.536.022} = 2,3946 \cdot 10^{-3} \text{ cm}^{-1}$$

Le azioni massime di taglio in corrispondenza dell'appoggio sulla spalla sono:

carichi permanenti	V = 520 kN
cedimenti differenziali	V = 30 kN
carichi accidentali	V = 1.780 kN
carichi da vento	V = 70 kN
carichi termici	V = 120 kN

Lo scorrimento risulta:

$$s_{\text{taglio}} = V_{\text{SLE}} \cdot \frac{S^*}{J} = [520 \cdot 2,5836 + (1.780 + 70 + 120) \cdot 3,2947 + 30 \cdot 2,3946] \cdot 10^{-1} = 790,60 \text{ kN/m}$$

I pioli sono disposti su 4 file ad interasse 20 cm, pertanto l'azione massima su ciascun piolo risulta:

$$P_{\text{max}} = \frac{790,60}{4 \cdot \frac{100}{20}} = 39,53 \text{ kN/piolo} < P_{\text{d adm}}$$

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:

$$\xi = \sqrt{\frac{235}{f_y [\text{N/mm}^2]}}$$

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:ù

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1$$

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
$0,83/\eta \leq \bar{\lambda}_w < 1,08$	$0,83/\bar{\lambda}_w$	$0,83/\bar{\lambda}_w$
$\bar{\lambda}_w \geq 1,08$	$1,37/(0,7 + \bar{\lambda}_w)$	$0,83/\bar{\lambda}_w$

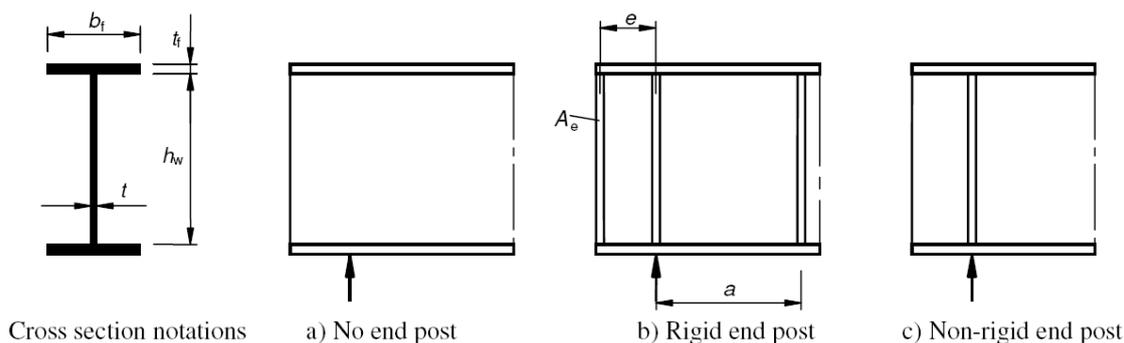


Figura 148 – Tipi di irrigidimento verticale

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

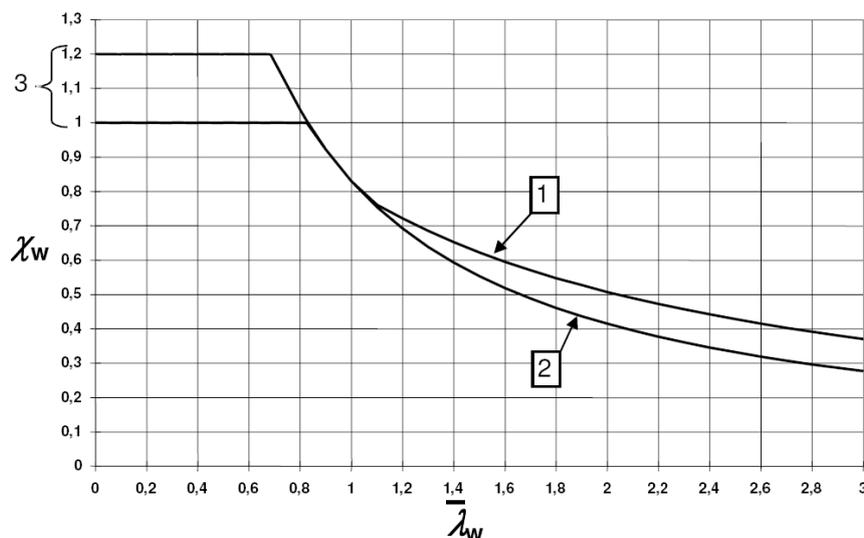


Figura 149 – Fattore χ_w

Per anime dotate di irrigidimenti longitudinali il parametro di snellezza non deve essere

$$\text{minore di: } \bar{\lambda}_w = \frac{h_{wi}}{37,4 \cdot t \cdot \xi \cdot \sqrt{k_{\tau i}}}$$

Dove h_{wi} e k_{wi} sono riferiti al sottopannello avente maggiore snellezza.

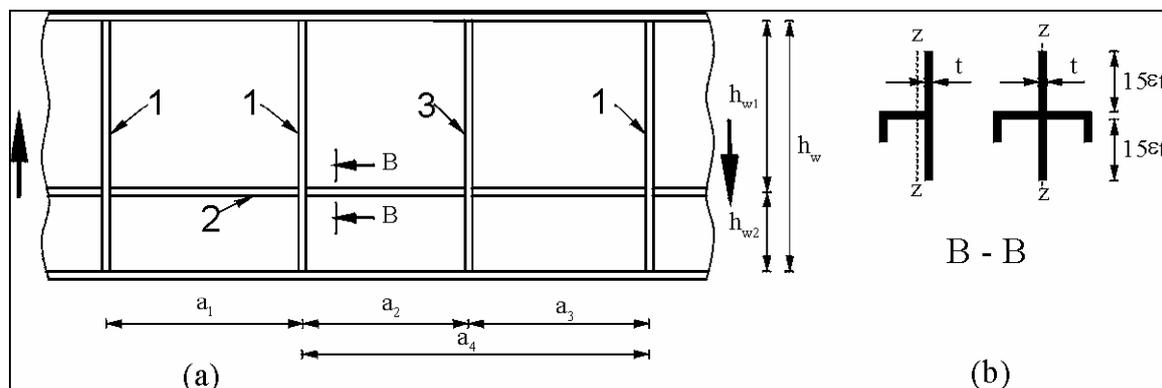


Figura 150 – Anime con irrigidimenti trasversali e longitudinali

- 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_{τ} per i due seguenti casi:

Pannelli d'anima irrigiditi solo trasversalmente;

Pannelli d'anima irrigiditi sia longitudinalmente che trasversalmente.

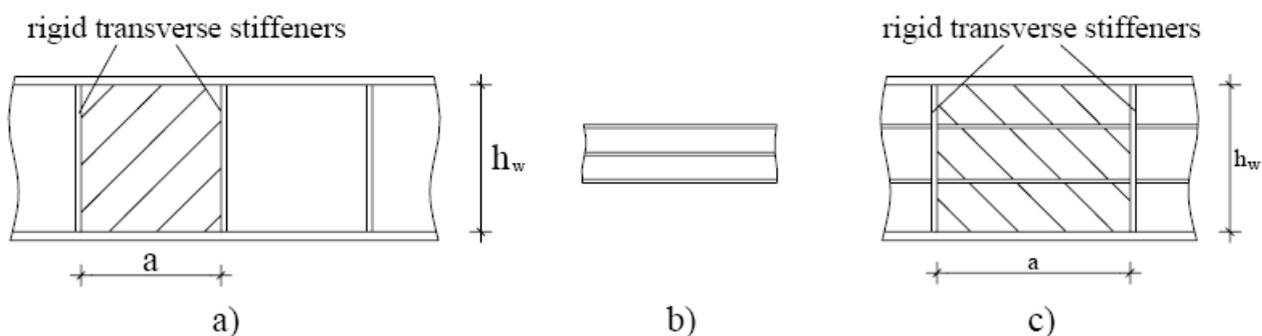


Figura 151 – Differenziazione dei pannelli d'anima per il calcolo di k_{τ}

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:

$$k_{\tau} = 5,34 + 4,00 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tst} \quad \text{con} \quad \alpha \geq 1,0$$

$$k_{\tau} = 4,00 + 5,34 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 + k_{tst} \quad \text{con} \quad \alpha < 1,0$$

Dove: $k_{tst} = 9 \cdot \left(\frac{h_w}{a} \right)^2 \cdot \sqrt{\left(\frac{I_{sl}}{t^3 \cdot h_w} \right)^3}$ 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:

$$\eta = 1 - \frac{N_{Ed}}{\frac{(A_{f1} + A_{f2}) \cdot f_{yf}}{\gamma_{M0}}}$$

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:

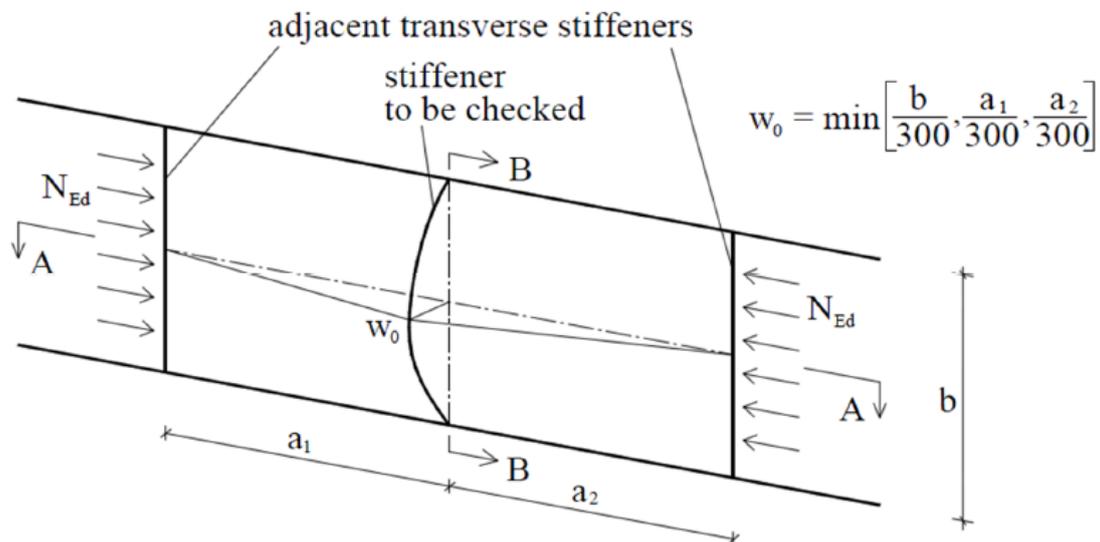
$$I_{st} \geq I_{lim} = \frac{\sigma_m}{E} \cdot \left(\frac{b}{\pi}\right)^4 \cdot \left(1 + \omega_0 \cdot \frac{300}{b} \cdot u\right)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{cr,c}}{\sigma_{cr,p}} \cdot \frac{N_{Ed}}{b} \cdot \left(\frac{1}{a_1} + \frac{1}{a_2}\right)$$

$$u = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot e_{max} \cdot \gamma_{M1}}{b \cdot 300 \cdot f_y} \geq 1$$

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.

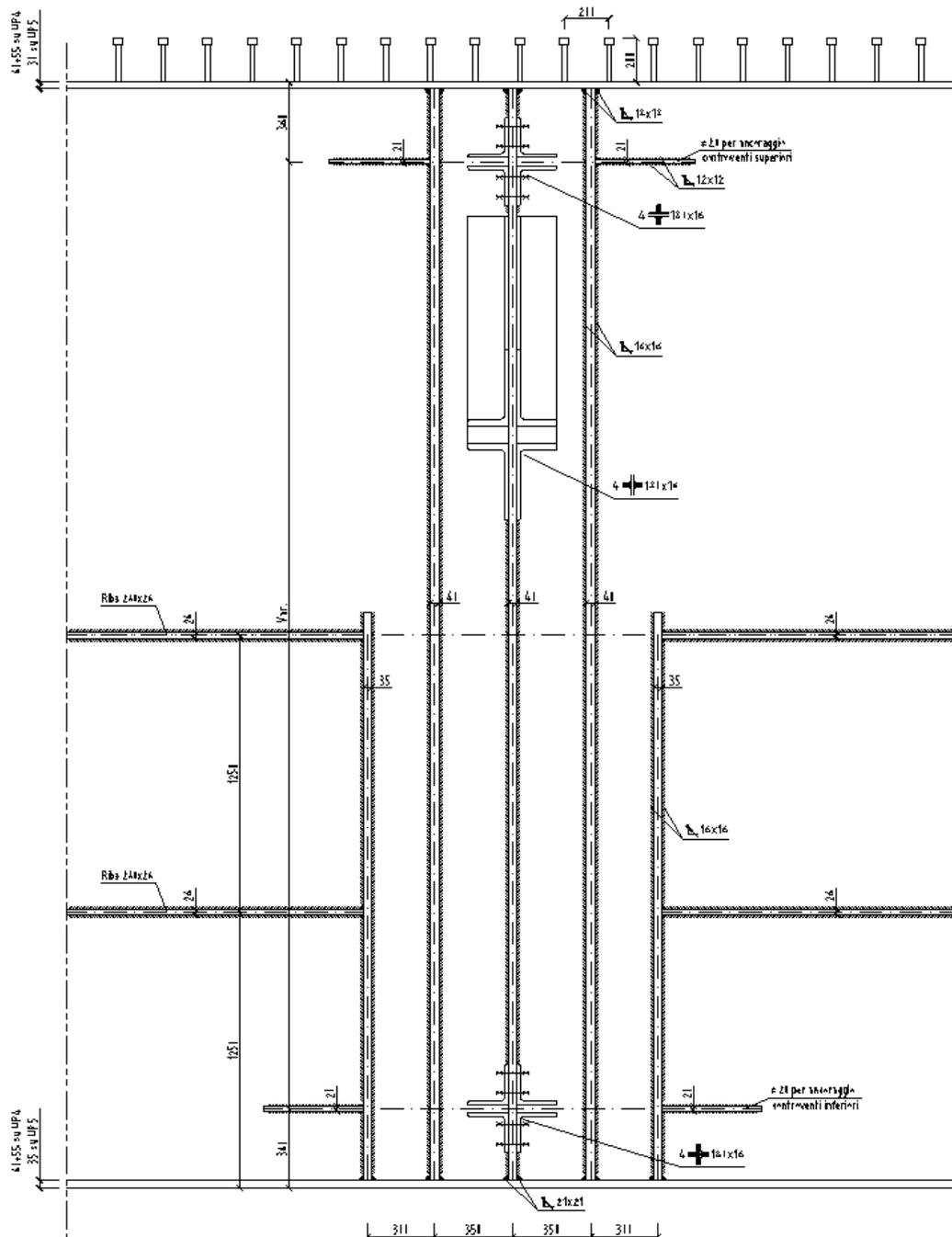
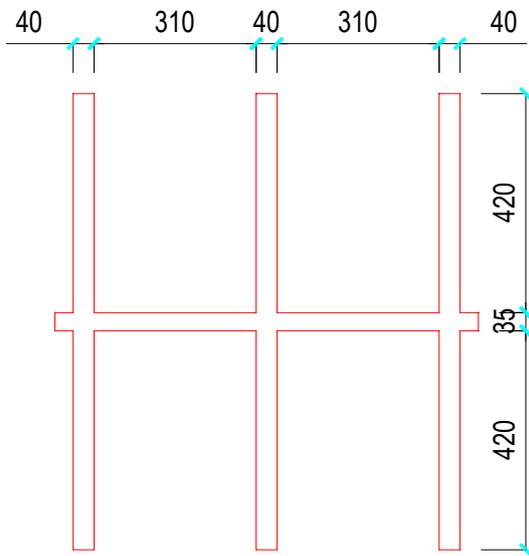


Figura 152 – Sezione irrigidimenti sugli appoggi di pila

L'azione assiale massima agente sulla nervatura è pari a: $N_{Ed} = 29.460 \text{ kN}$



Area: 129.150,00 mmq

Momenti principali e direzione X-Y rispetto al baricentro:

I: 6.701.684.062,50 mm⁴ [1.00 0.00]

J: 9.795.476.250,00 mm⁴ [0.00 1.00]

L'azione resistente vale:

$$E_s = 210.000 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{yk} = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$J_{x-x} = 6.701.684.063 \text{ mm}^4$$

$$A_{Iorda} = 129.150 \text{ mm}^2$$

$$l_0 = 5.100 \text{ mm}$$

$$\alpha = 0,49 \quad (\text{curva c})$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

Verifica di stabilità

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot J \cdot E}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 6.701.684.063 \cdot 210.000}{5.100^2} = 534.026.290 \text{ N} = 534.026 \text{ kN}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{129.150 \cdot 355}{534.026.290}} = 0,293$$

$$\Phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,293 - 0,2) + 0,293^2 \right] = 0,566$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,566 + \sqrt{0,566^2 - 0,293^2}} = 0,95$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi \cdot A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M1}} = \frac{0,95 \cdot 129.150 \cdot 355}{1,10} = 39.596.216 \text{ N} = 39.596 \text{ kN}$$

$$\frac{N_{b,Rd}}{N_{Ed}} = \frac{39.596}{29.460} = 1,34$$

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.

È prevista una contromonta di officina che permette di scontare completamente le deformazioni indotte dai carichi permanenti ed una quota parte, pari al 20-50%, di quelle dovute ai carichi accidentali mezzi e pari al 15% di quelle dovute ai carichi accidentali folla.

Trave 1	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	G10	G11	G12	G13	G14	G15	G16	G17	G18	G19	G20
Acciaio	19,5	46,8	55,5	42,9			-31,4	-41,1	-42,4	-34,8			55,8	96,3	118,6	116,1	90,5	50,0		
Soletta	35,7	83,7	96,1	69,4			-28,0	-30,0	-31,5	-30,1			62,1	109,4	133,4	126,2	91,2	44,0		
Permanenti	8,3	19,5	22,3	16,2			-3,3	-3,1	-4,3	-5,7			18,0	32,4	40,3	38,6	28,2	13,5		
Accidentali	20,1	49,2	59,8	48,2			44,5	59,6	55,6	36,7			43,1	72,1	89,1	89,7	74,3	45,3		
Folla	1,1	2,7	3,2	2,7			2,7	3,6	-3,6	-2,7			11,6	19,5	24,3	24,6	20,4	12,5		
tot. Perm.	63,5	150	173,9	128,5	0	0	-62,7	-74,2	-78,2	-70,6	0	0	135,9	238,1	292,3	280,9	209,9	107,5	0	0
tot. Accid.	21,2	51,9	63	50,9	0	0	47,2	63,2	52	34	0	0	54,7	91,6	113,4	114,3	94,7	57,8	0	0
Contromonta	74	175	204	153	0	0	-62	-74	-79	-71	0	0	146	255	314	303	228	118	0	0
Trave 2	G1	G2	G3	G4	G5	G6	G7	G8	G9	G10	G11	G12	G13	G14	G15	G16	G17	G18	G19	G20
Acciaio	30,3	72,8	86,2	65,4			-44,2	-54,8	-53,8	-41,2			53,4	89,6	108,5	105,9	82,8	46,1		
Soletta	56,2	131,7	150,1	105,4			-41,6	-40,2	-39,2	-35,2			59,1	101,3	121,6	114,7	83,2	40,2		
Permanenti	11,3	26,8	30,8	22,0			-4,2	-3,5	-4,7	-6,4			16,7	29,7	36,6	35,0	25,6	12,3		
Accidentali	28,8	71,1	87,4	69,4			60,7	81,5	74,0	46,4			46,1	76,7	94,5	95,1	78,3	47,4		
Folla	1,4	3,4	4,2	3,5			3,4	4,5	-4,3	-3,1			9,9	16,3	20,1	20,4	17,1	10,7		
Fattore accid.	0,5	0,5	0,5	0,5			0	0	0	0			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2		
Fattore folla	0,15	0,15	0,15	0,15			0,15	0,15	0,15	0,15			0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15		
Contromonta	112	267	311	228	0	0	-89	-98	-98	-83	0	0	140	238	289	278	210	110	0	0

Trave 1	G21	G22	G23	G24	G25	G26	G27	G28	G29	G30	G31	G32	G33	G34	G35	G36	G37
Acciaio	-33,3	-47,3	-54,6	-58,2	-55,5	-40,4			62,4	115,1	151,7	159,5	137,4	88,5			-77
Soletta	-9,8	2,6	15,6	12,1	-4,7	-14,8			49,3	101,7	143,0	155,5	136,9	89,1			-75,4
Permanenti	0,5	7,0	12,0	10,8	4,2	-1,7			16,4	34,1	48,0	52,2	46,0	30,2			-25,8
Accidentali	45,5	79,4	100,5	99,4	77,1	43,7			47,2	79,0	97,7	99,5	84,5	55,3			-53,4
Folla	11,7	20,4	25,7	25,5	19,9	11,3			13,0	21,7	26,7	27,0	22,8	14,8			-13,2
tot. Perm.	-42,6	-37,7	-27	-35,3	-56	-56,9	0	0	128,1	250,9	342,7	367,2	320,3	207,8	0	0	-178,2
tot. Accid.	57,2	99,8	126,2	124,9	97	55	0	0	60,2	100,7	124,4	126,5	107,3	70,1	0	0	-66,6
Contromonta	-32	-19	-3	-12	-38	-46	0	0	139	270	366	391	341	221	0	0	-191
Trave 2	G21	G22	G23	G24	G25	G26	G27	G28	G29	G30	G31	G32	G33	G34	G35	G36	G37
Acciaio	-30,2	-42,7	-49,2	-52,1	-49,6	-36,0			56,1	102,6	134,2	141,1	122,3	79,9			-74,9
Soletta	-7,7	4,6	17,0	14,1	-1,4	-11,7			44,0	90,2	126,1	137,2	121,6	80,3			-73,2
Permanenti	0,3	6,0	10,5	9,3	3,4	-1,8			15,0	31,0	43,4	47,4	41,9	27,8			-25,5
Accidentali	48,1	84,4	107,1	106,1	86,1	46,2			48,7	81,9	101,4	103,2	87,2	56,9			-53,7
Folla	10,0	17,3	21,7	21,5	16,8	10,0			11,1	18,2	22,2	22,5	19,1	12,6			-12,9
Fattore accid.	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2			0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2			0,2
Fattore folla	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15			0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15			0,15
Contromonta	-26	-13	3	-4	-28	-39	0	0	127	243	327	350	306	201	0	0	-186

9.2 Deformazioni massime

Deformazioni Trave 1	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4	Campata 5
Peso proprio acciaio	55,4	-42,3	120,0	-57,3	159,5
Peso proprio soletta	96,1	-31,6	134,4	16,2	155,5
Permanenti	22,3	-4,2	40,6	12,4	52,2
Accidentali mezzi	59,8	59,6	91,3	102,9	101,1
Folla	3,2	3,6	24,9	26,2	27,2

Deformazioni Trave 1	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4	Campata 5
Totale permanenti	173,8	-78,1	294,9	-28,7	367,2
Totale accidentali	63,0	63,2	116,2	129,1	128,3
Totale	236,8	-14,9	411,1	100,4	495,5

Deformazioni Trave 1	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4	Campata 5
Totale accidentali	L/868	L/1054	L/883	L/796	L/799

Deformazioni Trave 2	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4	Campata 5
Peso proprio acciaio	86,1	-54,6	109,6	-51,2	141,1
Peso proprio soletta	150,1	-40,3	122,4	17,6	137,2
Permanenti	30,8	-4,7	38,9	10,8	47,4
Accidentali mezzi	87,4	81,5	96,8	109,7	104,9
Folla	4,2	4,5	20,6	22,1	22,8

Deformazioni Trave 2	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4	Campata 5
Totale permanenti	267,0	-99,6	270,8	-22,8	325,7
Totale accidentali	91,6	86,0	117,5	131,8	127,7
Totale	358,6	-13,6	388,3	109,0	453,4

Deformazioni Trave 2	Campata 1	Campata 2	Campata 3	Campata 4	Campata 5
Totale accidentali	L/656	L/827	L/866	L/772	L/796

9.3 Escursione dei giunti in fase statica

Si ipotizza una variazione termica di $\pm 60^{\circ}\text{C}$ e si considera 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: $\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T$

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. In tale relazione è introdotta la reale condizione di vincolo di doppio appoggio per le pile IP2, IP3, IP4 e IP5, e la relativa interazione con la rigidità flessionale delle pile.

11.ALLEGATI

Al termine della presente relazione si riportano i calcoli relativi alle travi principali, i controventi superiori e inferiori e le verifiche dei pannelli d'anima per ciascun concio.

Essi sono così strutturati:

- Allegato A1 Verifiche travi da concio C1 a coincio C10;
- Allegato A2 Verifiche travi da concio C10 a coincio C22;
- Allegato A3 Verifiche travi da concio C22 a coincio C37.

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 massima pari a 3,19 m e una campata centrale di luce 5,00 m, in zona di giunto si considerano sbalzi laterali di luce 2,75 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.

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

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

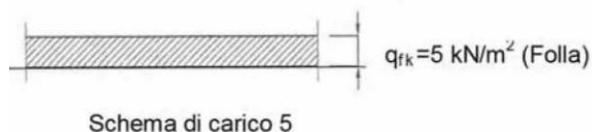
$$q_{\text{Barriera}} = 1,50 \text{ kN/m} \quad \text{guardrail}$$

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

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

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.

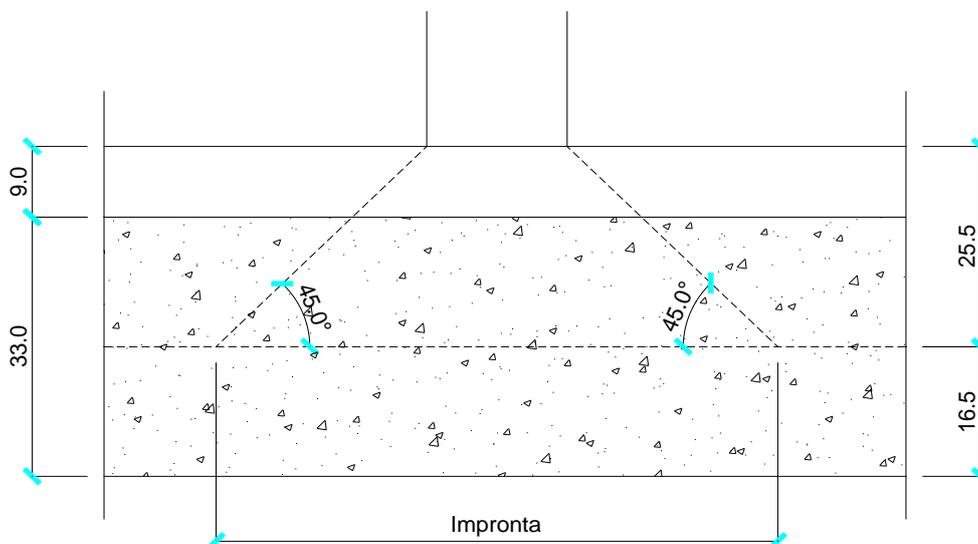


Figura 153 – Diffusione nel piano verticale

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 – Tratto da SP2 a IP2

Si considera il carico tandem da 150 kN con un'impronta di carico di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{0,91 + 1,20 + 2 \cdot 1,80} = 52,54 \text{ kN} = 5.254 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m larghezza impronta,
1,20 m interasse tandem,
1,80 m distanza asse carico / asse trave.

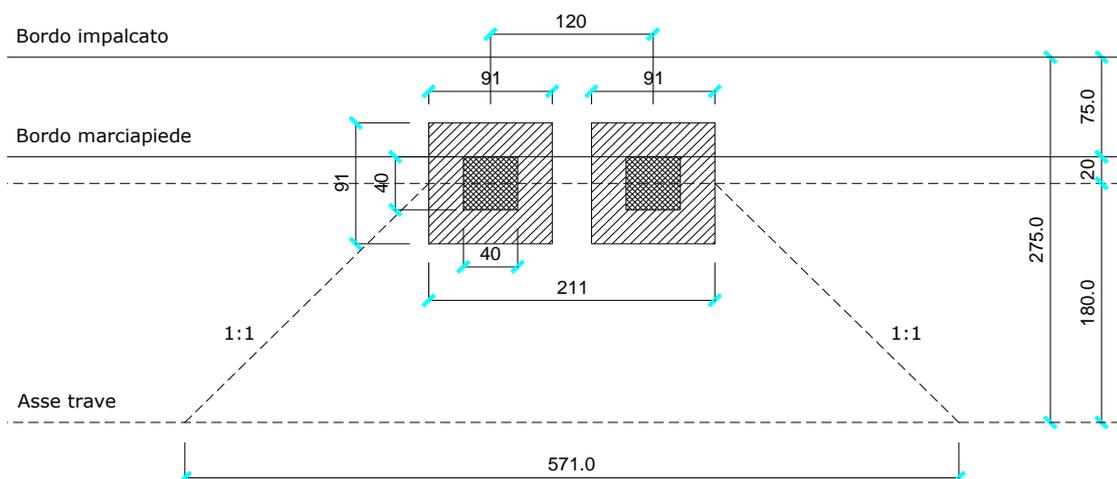


Figura 154 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona tipica da SP2 a IP2

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 5.254 \cdot 1,80 = 9.457 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{2,00^2}{2} = 1.800 \text{ daNm}$$

Schema di carico 2 – Tratto da SP2 a IP2

Si considera il carico da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{ak} = \frac{Q_{ak}}{l_i + l_d} = \frac{200}{0,86 + 2 \cdot 1,70} = 46,95 \text{ kN} = 4.695 \text{ daN}$$

Dove:

0,86 m larghezza impronta,
1,70 m distanza asse carico / asse trave.

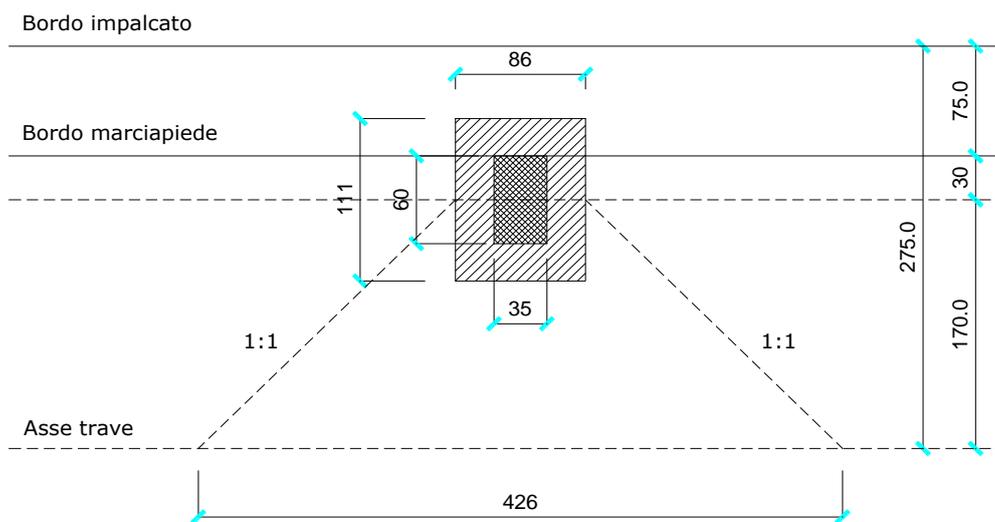


Figura 155 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona tipica da SP2 a IP2

$$M_{ak} = F_{ak} \cdot b = 4.695 \cdot 1,70 = 7.982 \text{ daNm}$$

Schema di carico 1 – Tratto da IP2 alla fine

Si considera il carico tandem da 150 kN con un'impronta di carico di 40 x 40 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{0,91 + 1,20 + 2 \cdot 2,99} = 37,08 \text{ kN} = 3.708 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m larghezza impronta,
 1,20 m interasse tandem,
 2,99 m distanza asse carico / asse trave.

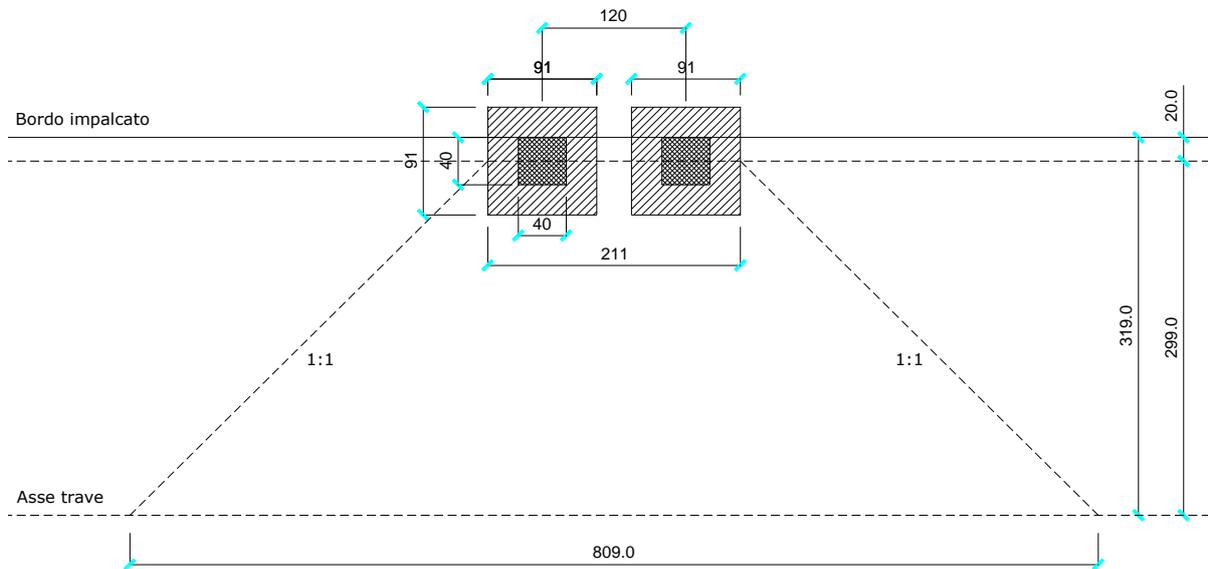


Figura 156 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona tipica da IP2 alla fine

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 3.708 \cdot 2,99 = 11.088 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{3,19^2}{2} = 4.579 \text{ daNm}$$

Schema di carico 2 – Tratto da IP2 alla fine

Si considera il carico da 200 kN con un'impronta di 35 x 60 cm diffusa fino a metà soletta:

$$F_{ak} = \frac{Q_{ak}}{l_i + l_d} = \frac{200}{0,86 + 2 \cdot 2,89} = 30,12 \text{ kN} = 3.012 \text{ daN}$$

Dove:

0,86 m larghezza impronta,
1,975 m distanza asse carico / asse trave.

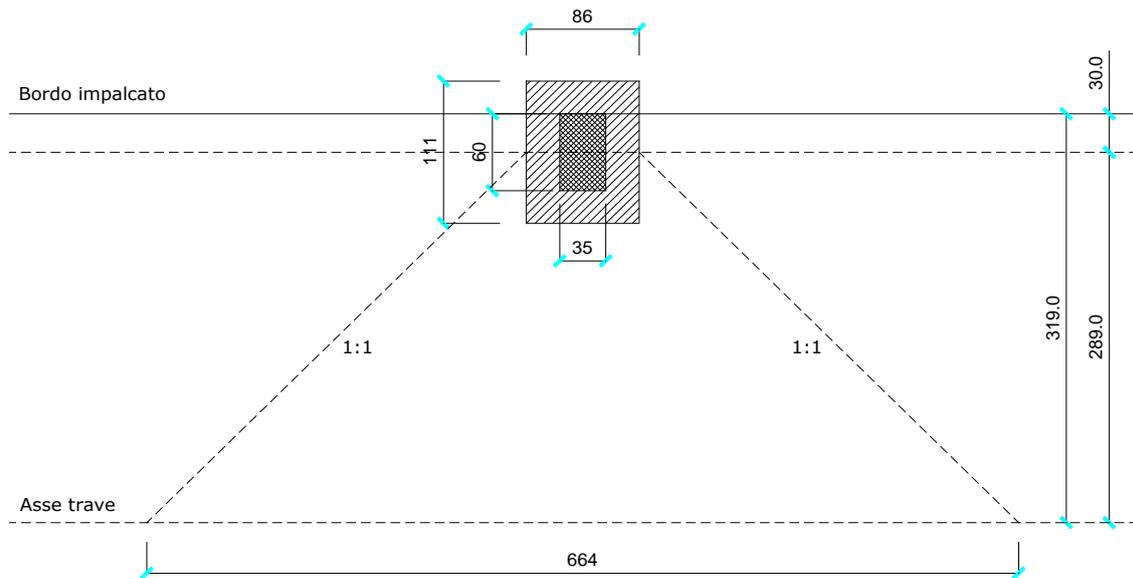


Figura 157 – Diffusione nel piano orizzontale schema 2 sbalzo zona tipica da IP2 alla fine

$$M_{ak} = F_{ak} \cdot b = 3.012 \cdot 2,89 = 8.705 \text{ daNm}$$

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:

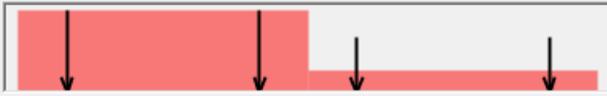
$$F_{2k} = \frac{2 \cdot Q_{2k}}{(r + i_1) + i_t / 2} = \frac{2 \cdot 100}{(0,91 + 1,20) + 5,00 / 2} = 43,39 \text{ kN}$$

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: 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,	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,

Vehicle Remains Fully In Path

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,	65,08
Fixed Length	2,		9,	65,08
Fixed Length	0,5		9,	0,

Vehicle Remains Fully In Path

ZONA DI GIUNTO

Nelle zone terminali dell'impalcato, per la presenza del giunto, diminuisce la lunghezza di diffusione dei carichi in senso longitudinale.

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:

$$F_{1k} = \frac{2 \cdot Q_{1k}}{l_i + i_t + l_d} = \frac{2 \cdot 150}{3,655} = 82,08 \text{ kN} = 8.208 \text{ daN}$$

Dove:

0,91 m larghezza impronta,
1,20 m interasse tandem,
1,80 m distanza asse carico / asse trave.

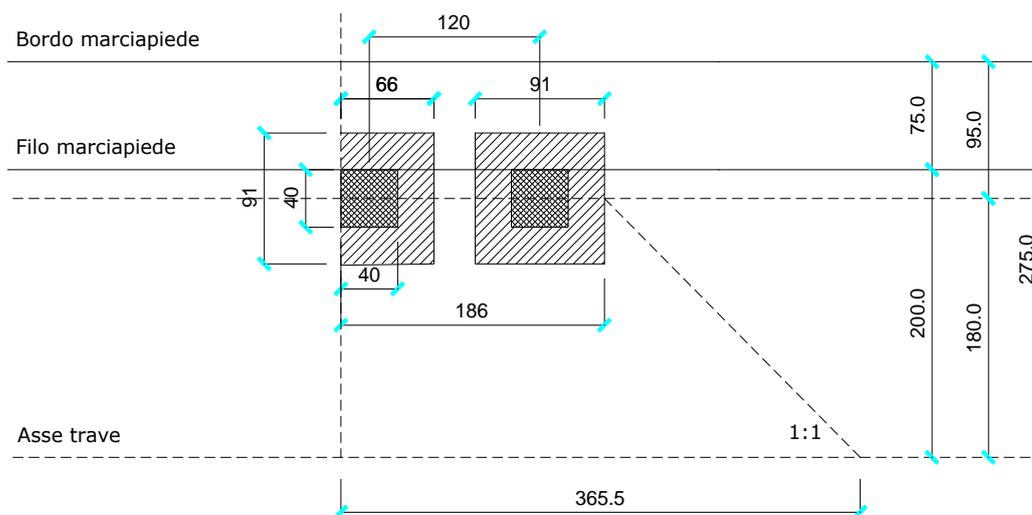


Figura 158 – Diffusione nel piano orizzontale schema 1 sbalzo zona di giunto

$$M_{1k} = F_{1k} \cdot b = 8.208 \cdot 1,80 = 14.774 \text{ daNm}$$

$$M_{1qk} = q_{1k} \cdot \frac{b^2}{2} = 9,00 \cdot \frac{2,00^2}{2} = 1.800 \text{ daNm}$$

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:

Lloads

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:

Lloads

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 TRATTO da SP2 a IP2

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:

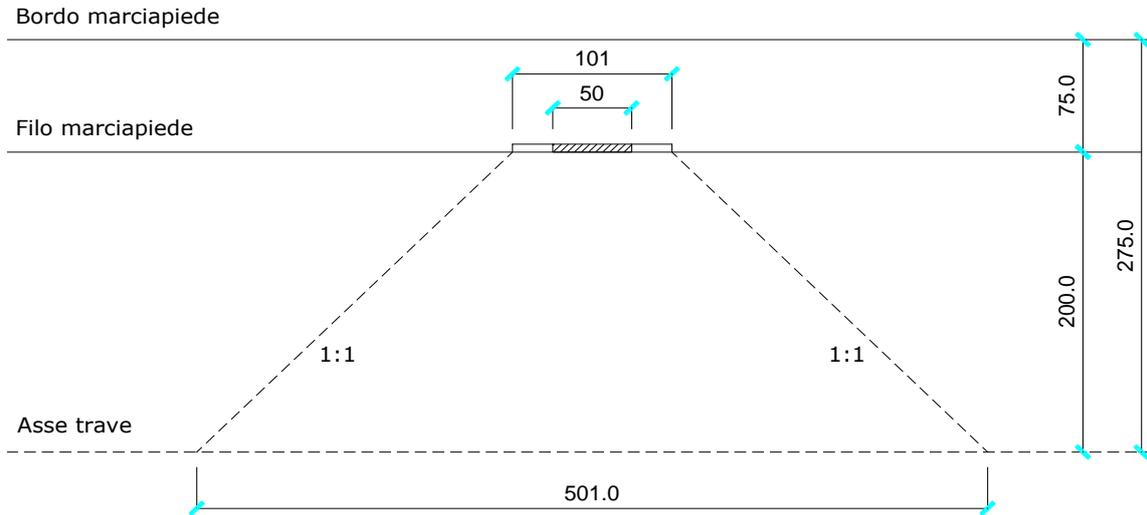


Figura 160 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio zona tipica

$$N = 100/5,01 = 19,96 \text{ KN/m} = 1,996 \text{ daN/m}$$

$$M = 19,96 \cdot (1,00 + 0,09 + 0,33/2) = 25,05 \text{ KNm/m} = 2,505 \text{ daNm}$$

ZONA TIPICA TRATTO da IP2 alla fine

Non presente.

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.

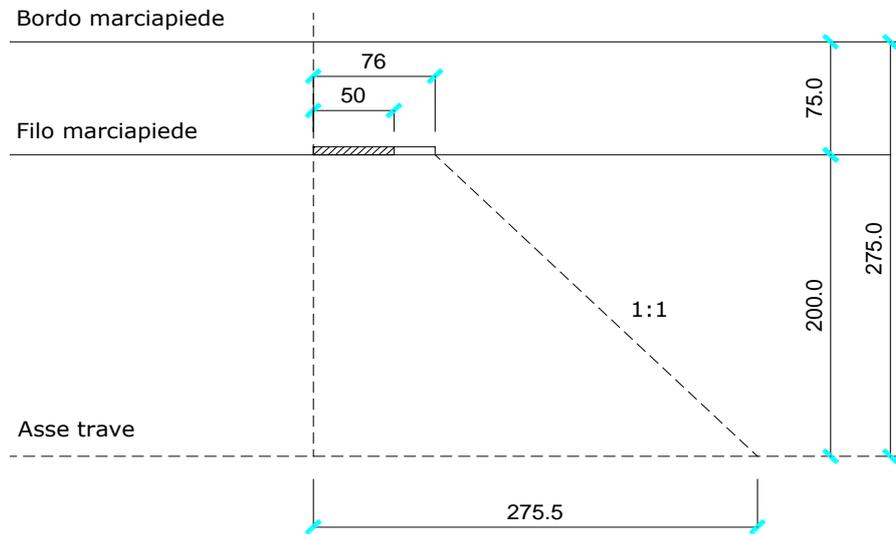


Figura 161 – Diffusione nel piano orizzontale del carico svio zona di giunto

$$N = 100/2,755 = 36,30 \text{ KN/m} = 3.630 \text{ daN/m}$$

$$M = 36,30 \cdot (1,00 + 0,09 + 0,33/2) = 45,56 \text{ KNm/m} = 4.556 \text{ daNm}$$

12.2 Sollecitazioni flettenti

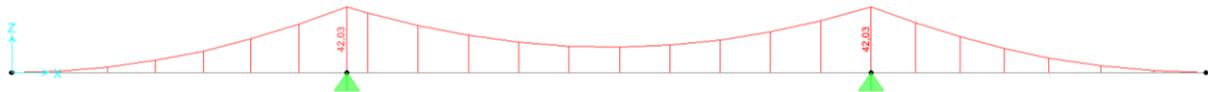
ZONA TIPICA

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 da SP2 a IP2



Sollecitazioni flettenti – Soletta da IP2 alla fine



Sollecitazioni flettenti - Permanenti da SP2 a IP2



Sollecitazioni flettenti - Permanenti da IP2 alla fine



Sollecitazioni flettenti - Accidentali mezzi



Tratto da SP2 a IP2

	Peso Proprio [daNm/m]	Permanenti [daNm/m]	Accident. mezzi [daNm/m]	Svio [daNm/m]
Sbalzo	-3.113	-2.048	-11.257	-2.505
Campata	1.289 (1/16)	469 (1/16)	15.235	Non presente

Tratto da IP2 alla fine

	Peso Proprio [daNm/m]	Permanenti [daNm/m]	Accident. mezzi [daNm/m]	Svio [daNm/m]
Sbalzo	-4.203	-2.474	-15.667	Non presente
Campata	1.289 (1/16)	586 (1/16) *	15.235	Non significativo

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.

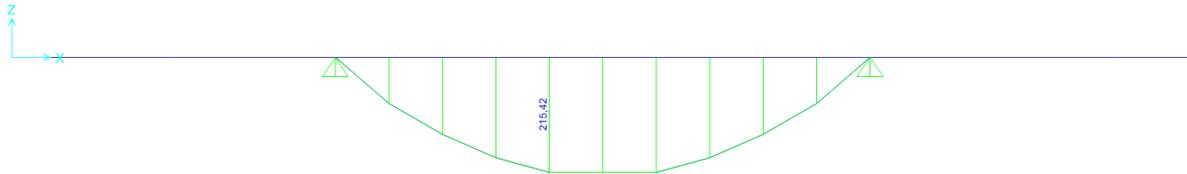
Sollecitazioni flettenti - Soletta



Sollecitazioni flettenti - Permanenti



Sollecitazioni flettenti - Accidentali mezzi



	Peso Proprio [daNm/m]	Permanenti [daNm/m]	Accident. mezzi [daNm/m]	Svio [daNm/m]
Sbalzo	-3.113	-2.048	-16.574	-4.556
Campata	1.289 (1/16)	469 (1/16)	21.542	Non presente

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 predelle non ancora solidarizzate al getto in opera.

peso proprio soletta:	$0,28 \cdot 2.500 = 700$ daN / m / m	+
peso proprio predelle:	$0,05 \cdot 2.500 = 125$ daN / m / m	+
peso operatori durante il getto	100 daN / m / m	=
peso totale:	= 925 daN / m / m	

$$M = -925 \cdot \frac{3,19^2}{2} = -4.706,16 \text{ daNm / m} = 1.882,58 \text{ daNm / 40"}$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 24) \quad \sigma'_{\text{sup.}\phi} = \frac{188.258}{22,5} \cdot \frac{1}{4,52} = 1.851 \text{ daN / cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{inf.}\phi} = \frac{188.258}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 1.332 \text{ daN / cm}^2$$

Verifica di stabilità dei ferri inferiori compressi:

$$\text{Momento di inerzia} \quad J = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10,00^4 = 7.854 \text{ mm}^4$$

$$\text{Carico critico euleriano:} \quad N_{\text{cr.}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 7.854}{200^2} = 406.957 \text{ N}$$

$$\text{Snellezza adimensionale} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr.}}}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot \frac{20^2}{4} \cdot 450}{406.957}} = 0,589$$

$$\text{Fattore} \quad \phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,589 - 0,2) + 0,589^2 \right] = 0,769$$

$$\text{Coefficiente di riduzione} \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,769 + \sqrt{0,769^2 - 0,589^2}} = 0,792$$

$$\text{Azione risultante:} \quad N_{\text{Ed}} = \gamma_{G1} \cdot \frac{M_{\text{Ed}}}{b} = 1,35 \cdot \frac{188.258}{22,5} \cdot 10 = 112.955 \text{ N}$$

$$\text{Azione resistente:} \quad N_{\text{Rd}} = \chi \cdot \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,769 \cdot \frac{450 \cdot 2 \cdot \pi \cdot \frac{20^2}{4}}{1,10} = 197.663 \text{ N}$$

$$\text{Indice di resistenza:} \quad I_R = \frac{N_{\text{Rd}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{197.663}{112.955} = 1,75$$

12.3.1.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{perm.} + M_{Acc.mezzi} = -2.474 - 15.667 = -18.141 \text{ daNm/m} = -7.256,40 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 24/40
	Ferri inf.	ϕ 20/20
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.460$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.354$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -233,8$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -1.028$	daN/cm ²

Titolo : Sbalzo

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm ²]	d [cm]
1	40	33	1	18,10	6
			2	4,52	7
			3	6,28	22
			4	6,28	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="-72,564"/> 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/mm ²	ϵ_{cu} <input type="text" value="3,5"/> ‰
E_s <input type="text" value="200.000"/> N/mm ²	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/mm ²	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 w/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

12.3.1.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\begin{aligned}\sigma'_{s, \text{sup.}} &= 1.851 + 1.354 = 3.205 \text{ daN/cm}^2 &< 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma'_{s, \text{inf.}} &= -1.332 - 1.028 = -2.360 \text{ daN/cm}^2 &< 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

12.3.1.4 Comb. Rara

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. \text{mezzi}} = -4.203 - 2.474 - 15.667 = -22.344 \text{ daNm / m} = -8.937,60 \text{ daNm / 0,40 m}$$

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 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 24/40
	Ferri inf.	ϕ 20/20
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.799$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.668$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -288$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -1.266$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -114,80 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : Sbalzo SLE

N° strati barre 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,10	6
2	4,52	7
3	6,28	22
4	6,28	29,5

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

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

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

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

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/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	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/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -11,48 N/mm²
 σ_s 179,9 N/mm²
 ϵ_s 0,8993 ‰
 d 27 cm
 x 13,21 w/d 0,4892
 δ 1

Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

Cls $\sigma_c = 114,80 \text{ daN/cm}^2 < -0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$

Ferro $\sigma_s = 1.799 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.3.1.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \Psi_{1,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -4.203 - 2.474 - 15.667 \cdot 0,75 = 18.427,3 \text{ daNm} / \text{m} = -7.370,90 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 24/40
	Ferri inf.	ϕ 20/20
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.483$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.376$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -237,5$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -1.044$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -94,71$ daN/cm²

Titolo: Sbalzo SLE Freq

N° strati barre: 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	18,10	6
			2	4,52	7
			3	6,28	22
			4	6,28	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 0 yN 0

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/mm ²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 N/mm ²	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/mm ²	τ_{co} 0,7333
	τ_{c1} 2,114

σ_c -9,471 N/mm²
 σ_s 148,3 N/mm²
 ϵ_s 0,7417 ‰
 d 27 cm
 x 13,21 x/d 0,4892
 δ 1

Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,08 \text{ mm} < w_1 = 0,30 \text{ mm}$ 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:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -4.203 - 2.474 = -6.677 \text{ daNm/m} = -2.670,80 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	$\phi 24/20 + \phi 24/20$
	Traliccio sup.	$\phi 24/40$
	Ferri inf.	$\phi 20/20$
	Traliccio inf.	$\phi 20/20$

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 537,5$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 498,5$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -86,1$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -378,3$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -34,32 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : Sbalzo SLE QP

N° strati barre

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,10	6
2	4,52	7
3	6,28	22
4	6,28	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

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} ‰

σ_c N/mm²
σ_s N/mm²
ε_s ‰
d cm
x x/d
δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

$$\text{Cls } \sigma_c = 34,32 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{VERIFICHE FESSURE } w_k = 0,02 \text{ mm} < w_l = 0,20 \text{ mm} \text{ secondo } \$ 4.1.2.2.4.1 \text{ NTC 2008}$$

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 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	

$$M = 925 \cdot \frac{5,00^2}{8} = 2.890,63 \text{ daNm} / \text{m} = 1.156,25 \text{ daNm} / 40''$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 24) \quad \sigma'_{\text{sup.}\phi} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{4,52} = 1.137 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{inf.}\phi} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 818 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

Verifica di stabilità dei ferri superiori compressi:

$$\text{Momento di inerzia} \quad J = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot R^4 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12,00^4 = 16.286 \text{ mm}^4$$

$$\text{Carico critico euleriano:} \quad N_{\text{cr.}} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210.000 \cdot 16.286}{200^2} = 843.867 \text{ N}$$

$$\text{Snellezza adimensionale} \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A \cdot f_{yk}}{N_{\text{cr.}}}} = \sqrt{\frac{\pi \cdot \frac{24^2}{4} \cdot 450}{843.867}} = 0,491$$

$$\text{Fattore} \quad \phi = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] = 0,5 \cdot \left[1 + 0,49 \cdot (0,491 - 0,2) + 0,491^2 \right] = 0,692$$

$$\text{Coefficiente di riduzione} \quad \chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = \frac{1}{0,692 + \sqrt{0,692^2 - 0,491^2}} = 0,848$$

$$\text{Azione risultante:} \quad N_{\text{Ed}} = \gamma_{G1} \cdot \frac{M_{\text{Ed}}}{b} = 1,35 \cdot \frac{115.625}{22,5} \cdot 10 = 69.375 \text{ N}$$

$$\text{Azione resistente:} \quad N_{\text{Rd}} = \chi \cdot \frac{f_{yk} \cdot A}{\gamma_{M1}} = 0,848 \cdot \frac{450 \cdot \pi \cdot \frac{22^2}{4}}{1,10} = 156.938 \text{ N}$$

$$\text{Indice di resistenza:} \quad I_R = \frac{N_{\text{Rd}}}{N_{\text{Ed}}} = \frac{156.938}{69.375} = 2,26$$

12.3.2.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{perm.} + M_{Acc. mezzi} = 469 + 15.235 = 15.704 \text{ daNm/m} = 6.281,60 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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 24/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 683,6$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 568$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -1.171$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -2.041$	daN/cm ²

Titolo: SLE 2a fase

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	9,05	6
			2	4,52	7
			3	15,21	22
			4	6,28	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 0 yN 0

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/mm ²	ϵ_{cu}	3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm ²	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/mm ²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -9,195 N/mm²
 σ_s 204,1 N/mm²
 ϵ_s 1,02 ‰
 d 29,5 cm
 x 11,9 x/d 0,4033
 δ 0,9441

Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

12.3.2.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\begin{aligned}\sigma'_{s, \text{sup.}} &= -1.137 - 568 = -1.705 \text{ daN/cm}^2 &< 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2 \\ \sigma'_{s, \text{inf.}} &= 818 + 2.041 = 2.859 \text{ daN/cm}^2 &< 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2\end{aligned}$$

12.3.2.4 Comb. Rara

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. \text{mezzi}} = 1.289 + 469 + 15.235 = 16.993 \text{ daNm} / \text{m} = 6.797,20 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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 24/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 739,8$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 614,3$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -1.267$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -2.208$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -99,50 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : SLE Rara

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	4,52	7
3	15,21	22
4	6,28	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}	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 $\sigma_c = 99,50 \text{ daN/cm}^2 < -0,60 \cdot f_{ck} = -199,20 \text{ daN/cm}^2$

Ferro $\sigma_s = 2.208 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.3.2.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1.289 + 469 + 0,75 \cdot 15.235 = 13.184 \text{ daNm / m} = 5.273,70 \text{ daNm / 0,40 m}$$

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 24/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 573,9$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 476,6$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -983,3$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -1.713$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -77,20$ daN/cm²

Titolo: SLE Freq

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	9,05	6
			2	4,52	7
			3	15,21	22
			4	6,28	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 **52,737** kNm
M_{yEd} 0 **0**

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

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 -7,72 N/mm²
 σ_s 171,3 N/mm²
 ϵ_s 0,8567 ‰
 d 29,5 cm
 x 11,9 x/d 0,4033
 δ 0,9441

Verifica
N° iterazioni: 3
 Precompresso

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,08 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$ 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:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 469 = 1.758 \text{ daNm} / \text{m} = 703,20 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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 24/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 573,9$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 476,6$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -983,3$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -1.713$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -10,29 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : SLE QP

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	4,52	7
3	15,21	22
4	6,28	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

 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

$$\text{Cls} \quad \sigma_c = 10,29 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{VERIFICHE FESSURE} \quad w_k = 0,00 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm} \text{ secondo } \$ 4.1.2.2.4.1 \text{ NTC 2008}$$

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 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 22/40
	Ferri inf.	ϕ 20/20
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

COMBINAZIONE SLU

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -1,35 \cdot 4.203 - 1,50 \cdot 2.474 - 1,35 \cdot 15.667 = -30.535,50 \text{ daNm / m} = -12.214,20 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Titolo : Sbalzo

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,1	6
2	4,52	7
3	6,28	22
4	6,28	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

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}	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

M 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 $M_{Rd} = -20.100,00 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 1,65$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc.mezzi} + M_{svio} = -3.113 - 2.048 - 11.257 - 2.505 = -18.923,00 \text{ daNm/m} = -7.569,20 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

L'azione assiale agente dovuta allo svio è pari a:

$$N = N_{svio} = 1.996 \text{ daNm/m} = 798,40 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Titolo : Sbalzo

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	18,1	6
			2	4,52	7
			3	6,28	22
			4	6,28	29,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -7,984 0 kN
M_{xEd} -75,69 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C32/40
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5
E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 28,21
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 12,25
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
τ_{c1} 2,114

M_{xRd} -240,6 kN m
σ_c -28,21 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 6,886 ‰
d 27 cm
x 9,098 x/d 0,337
δ 0,8612

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = -24.060,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 3,18$

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 24/40
	Ferri inf.	ϕ 22/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

Titolo: SLU

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	4,52	7
3	15,21	22
4	6,28	29,5

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

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

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 92,044 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
B450C **C32/40**
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81 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

M_{xRd} 164,5 kN m

σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 7,868 ‰
d 29,5 cm
x 9,083 x/d 0,3079
 δ 0,8249

N° rett. 100
Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm **Col. modello**
 Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = 16.450,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 1,79$

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	

$$M = -925 \cdot \frac{2,75^2}{2} = -3.497,66 \text{ daNm / m} = -1.399,06 \text{ daNm / 40"}$$

$$\sigma_{\text{sup. fe}} = \frac{139.906}{22,5} \cdot \frac{1}{4,52} = 1.376 \text{ daN / cm}^2$$

$$\sigma_{\text{inf. fe}} = \frac{139.906}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 990 \text{ daN / cm}^2$$

12.5.1.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{\text{perm.}} + M_{\text{Acc. mezzi}} = -2.048 - 16.574 = -18.622 \text{ daNm / m} = -7.448,80 \text{ daNm / 0,40 m}$$

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 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 24/40
	Ferri inf.	ϕ 22/20
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.502$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.393$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -235,4$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -1.050$	daN/cm ²

12.5.1.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -3.113 - 2.048 - 0,75 \cdot 16.574 = -17.591,5 \text{ daNm} / \text{m} = -7.036,60 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 24/40
	Ferri inf.	ϕ 22/20
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 1.419$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 1.316$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -222,4$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -991,8$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -90,06 \text{ daN/cm}^2$

Titolo: SLE Freq

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	18,1	6
			2	4,52	7
			3	7,60	22
			4	6,28	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 -70,37 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

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

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	450 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}	2,25 ‰	$\sigma_{c,adm}$	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0,7333
		τ_{c1}	2,114

σ_c -9,006 N/mm²
 σ_s 141,9 N/mm²
 ϵ_s 0,7095 ‰
 d 27 cm
 x 13,17 x/d 0,4877
 δ 1

Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,09 \text{ mm} < w_1 = 0,30 \text{ mm}$ 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:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -3.113 - 2.048 = -5.161 \text{ daNm} / \text{m} = -2.064,40 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 24/40
	Ferri inf.	ϕ 22/20
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = 416,2$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = 386,1$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = -652,2$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = -290,9$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -26,41 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : SLE QP

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm²]	d [cm]
1	18,1	6
2	4,52	7
3	7,60	22
4	6,28	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

 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 $\sigma_c = 26,41 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$

VERIFICHE FESSURE $w_k = 0,01 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm}$ 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 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	

$$M = 925 \cdot \frac{5,00^2}{8} = 2.890,63 \text{ daNm} / \text{m} = 1.156,25 \text{ daNm} / 40''$$

$$\text{ferri superiori (1}\phi 24) \quad \sigma'_{\text{sup. fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{4,52} = 1.137 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$\text{ferri inferiori (2}\phi 20) \quad \sigma'_{\text{inf. fe}} = \frac{115.625}{22,5} \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,14} = 818 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

12.5.2.2 Seconda Fase – Soletta in esercizio

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. mezzi} = 469 + 21.542 = 22.011 \text{ daNm} / \text{m} = 8.804,40 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

Verifica a flessione semplice: sezione rettangolare

SEZIONE	base (cm)	40
	altezza (cm)	33
CONDIZIONI AMBIENTALI	Aggressive (XC4 – XF2)	
ARMATURA	Ferri sup.	ϕ 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 24/40
	Ferri inf.	ϕ 26/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -989$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = -842$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = 1.365$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = 2.469$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -124,80$ daN/cm²

Titolo : SLE 2a fase

N° figure elementari 1 **Zoom** **N° strati barre** 4 **Zoom**

N*	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N*	As [cm²]	d [cm]
1	9,05	6
2	4,52	7
3	21,24	22
4	6,28	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 88,044 kNm
M yEd 0 0

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

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 -12,48 N/mm²
 σ_s 246,9 N/mm²
 ϵ_s 1,234 ‰
 d 29,5 cm
 x 12,72 x/d 0,4312
 δ 0,979

Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

12.5.2.3 Verifica alle tensioni totali

Le tensioni totali agenti sul traliccio risultano:

$$\sigma'_{s, sup.} = -1.137 - 842 = -1.979 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{s, inf.} = 818 + 2.469 = 3.287 \text{ daN/cm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 3.600 \text{ daN/cm}^2$$

12.5.2.4 Comb. RARA

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc. mezzi} = 1.289 + 469 + 21.542 = 23.300 \text{ daNm / m} = 9.320,00 \text{ daNm / 0,40 m}$$

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 24/40
	Ferri inf.	ϕ 26/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -1.047$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = -891,1$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = 1.445$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = 2.614$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -132,10$ daN/cm²

Titolo: SLE Rara

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	40	33

N°	As [cm ²]	d [cm]
1	9,05	6
2	4,52	7
3	21,24	22
4	6,28	29,5

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

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

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

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 -13,21 N/mm²
 σ_s 261,4 N/mm²
 ϵ_s 1,307 ‰
 d 29,5 cm
 x 12,72 x/d 0,4312
 δ 0,979

Verifica
 N° iterazioni: 3
 Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

Cls	$\sigma_c = 132,10$ daN/cm ²	<	$-0,60 \cdot f_{ck} = -199,20$ daN/cm ²
Ferro	$\sigma_s = 2.614$ daN/cm ²	<	$0,80 \cdot f_{yk} = 3.600$ daN/cm ²

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

12.5.2.5 Comb. Frequente

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{1,1} \cdot M_{Acc. mezz} = 1.289 + 469 + 0,75 \cdot 21.542 = 17.915 \text{ daNm / m} = 7.165,80 \text{ daNm / 0,40 m}$$

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 24/40
	Ferri inf.	ϕ 26/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -804,9$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = -658,2$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = 1.111$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = 2.009$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -101,60$ daN/cm²

Titolo: SLE Freq

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	4,52	7
3	21,24	22
4	6,28	29,5

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

Sollecitazioni
 S.L.U. → Metodo n
 N_{Ed} kN
 M_{xEd} 71,658 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 FESSURE $w_k = 0,08 \text{ mm} < w_2 = 0,30 \text{ mm}$ 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:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + \psi_{2,1} \cdot M_{Acc. mezz} = 1.289 + 469 = 1.758 \text{ daNm} / \text{m} = 703,20 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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 24/40
	Ferri inf.	ϕ 26/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

TENSIONI FERRO

Ferri sup.	$\sigma_s = -79$	daN/cm ²
Traliccio sup.	$\sigma_s = -67,2$	daN/cm ²
Ferri inf.	$\sigma_s = 109,1$	daN/cm ²
Traliccio inf.	$\sigma_s = 197,2$	daN/cm ²

TENSIONI CLS $\sigma_c = -9,97 \text{ daN/cm}^2$

Titolo : SLE qp

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	4,52	7
3	21,24	22
4	6,28	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 w/d
 δ

Verifica
 N° iterazioni:

Precompresso

VERIFICHE TENSIONALI

$$\text{Cls} \quad \sigma_c = -9,97 \text{ daN/cm}^2 < -0,45 \cdot f_{ck} = -149,40 \text{ daN/cm}^2$$

$$\text{VERIFICHE FESSURE} \quad w_k = 0,00 \text{ mm} < w_1 = 0,20 \text{ mm} \text{ secondo } \$ 4.1.2.2.4.1 \text{ NTC 2008}$$

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 24/20
	Traliccio sup.	ϕ 24/40
	Ferri inf.	ϕ 22/20
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

COMBINAZIONE SLU

Le verifiche sono state condotte in riferimento alle sollecitazioni dello sbalzo maggiormente sollecitato. Il momento flettente agente è pari a:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = -1,35 \cdot 3.113 - 1,50 \cdot 2.048 - 1,35 \cdot 16.574 = -29.649,45 \text{ daNm/m} = -11.859,78 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Titolo: SLU

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	18,1	6
			2	4,52	7
			3	7,60	22
			4	6,28	29,5

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

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -118,60 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura:
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Materiali:
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 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} 2,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} -225,7 kN m

σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 4,639 ‰
 d 27 cm
 x 11,61 x/d 0,43
 δ 0,9775

Calcola MRd **Dominio M-N**
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

N° rett. 100

RESISTENZA $M_{Rd} = -22.570,00 \text{ daNm / 0,40 m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 1,90$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

COMBINAZIONE ECCEZIONALE

Il momento flettente agente è pari a:

$$M = M_{p.p.} + M_{perm.} + M_{Acc.mezzi} + M_{svio} = -3.113 - 2.048 - 16.574 - 4.556 = -26.291,00 \text{ daNm / m} = -10.516,40 \text{ daNm / 0,40 m}$$

L'azione assiale agente dovuta allo svio è pari a:

$$N = N_{svio} = 3.630 \text{ daNm / m} = 1.452,00 \text{ daNm / 0,40 m}$$

Titolo: SLU - ECCEZ

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	18,1	6
			2	4,52	7
			3	7,60	22
			4	6,28	29,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -14,52 0 kN
 M_{xEd} -105,16 0 kNm
 M_{yEd} 0 0

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C32/40
 ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3,5
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 28,21
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 2,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} -240,6 kN m
 σ_c -28,21 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 6,806 ‰
 d 27 cm
 x 9,169 x/d 0,3396
 δ 0,8645

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

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = -24.060,00 \text{ daNm / 0,40 m}$

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:

$$M = \gamma_{G1} \cdot M_{p.p.} + \gamma_{G2} \cdot M_{perm.} + \gamma_{Q1} \cdot M_{Acc.mezzi} = 1,35 \cdot 1.289 + 1,50 \cdot 469 + 1,35 \cdot 21.542 = 31.525,35 \text{ daNm/m} = 12.610,14 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$$

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 24/40
	Ferri inf.	ϕ 26/10
	Traliccio inf.	ϕ 20/20

Titolo: SLU

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	33	1	9,05	6
			2	4,52	7
			3	21,24	22
			4	6,28	29,5

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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 126,101 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione:
 Retta Deviata

Materiali: B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,81
 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

M_{xRd} 199 kNm

σ_c -18,81 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 5,858 ‰
d 29,5 cm
x 11,03 x/d 0,374
 δ 0,9075

Calcola MRd **Dominio M-N**
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

RESISTENZA $M_{Rd} = 19.900,00 \text{ daNm} / 0,40 \text{ m}$

INDICE DI RESISTENZA $I_R = 1,50$

Le verifiche sono pertanto soddisfatte.

13.EFFETTI DELLA SOLIDARIZZAZIONE AL VIADOTTO CLAREA

Gli impalcati Allargamento “Discesa” e “Salita”, previsti per la costruzione del nuovo svincolo della Maddalena sulla A32 Torino – Bardonecchia, sono due viadotti a struttura composta acciaio –cls ognuno dei quali, per un certo tratto, si affiancherà alla corrispondente via dell’esistente viadotto Clarea, realizzato con travate a cassone in c.a.p.

Al fine di evitare la messa in opera di giunti longitudinali nei tratti in affiancamento ed evitare cedimenti differenziali tra le due opere che danneggerebbero il manto stradale, le nuove strutture saranno solidarizzate alle travate esistenti connettendo le solette e mettendo in opera un opportuno numero di diaframmi di collegamento tra struttura mista e cassone in c.a.p.

In fase di progettazione si è scelto di calcolare i nuovi viadotti come isolati, trascurando gli effetti benefici di mutua collaborazione nella ripartizione dei carichi trasversali che, ad avvenuta maturazione dei nuovi getti (fasi 2 e 3 del calcolo), nasceranno tra struttura mista e cassone in c.a.p.

Tale scelta presenta il vantaggio che, per tutta la loro vita di progetto, i nuovi impalcati di svincolo, vista anche la grande complessità orografica del sito, saranno comunque autoportanti nei confronti dei carichi agenti sulla loro piattaforma, anche in assenza di solidarizzazione al viadotto Clarea. In particolare durante la costruzione, disponendo strutture in affiancamento autosufficienti, nella costruzione della soletta di collegamento con la struttura esistente, sarebbe possibile operare dai nuovi viadotti, minimizzando la cantierizzazione sul viadotto esistente.

Inoltre, in caso di eventuali futuri interventi o sostituzioni delle travate in c.a.p., essi non necessiteranno di alcun intervento irrobustimento strutturale dovuto alla mancata connessione ed anzi, se necessario ed utile, potranno essere impiegati come via d’accesso per l’approvvigionamento di un eventuale cantiere sul viadotto principale.

Si osserva inoltre che, per le strutture miste, durante la fase di getto e maturazione della soletta la sezione resistente è garantita dalle sole travi metalliche. In questa fase, peraltro numericamente sempre molto significativa nel calcolo dello stato di sollecitazione finale, la struttura è, a tutti gli effetti una struttura isolata.

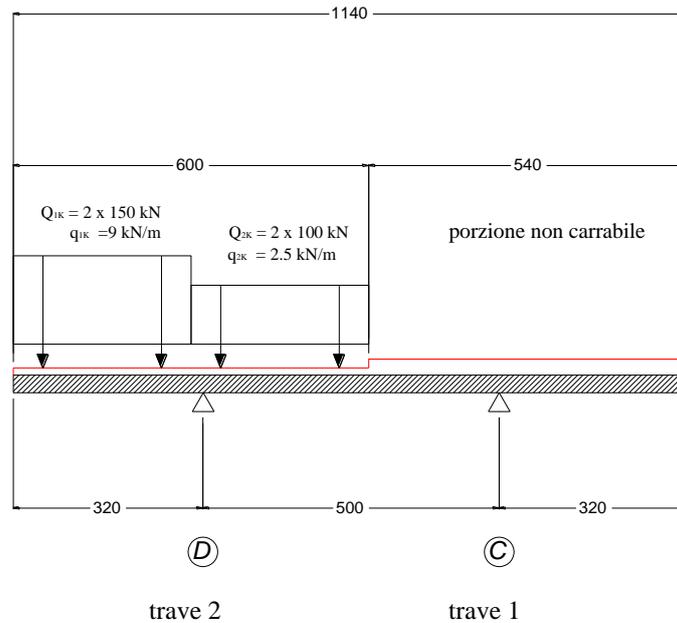
Volendo indagare quali effetti la solidarizzazione tra l’impalcato misto e quello in c.a.p comporti sul dimensionamento della struttura mista, si analizzano le differenti ripartizioni trasversali che conseguono alla presenza di due sezioni trasversali di differente geometria. Con riferimento al viadotto “discesa”, considerato rappresentativo di entrambi i viadotti, analizzando ad esempio i carichi da traffico, staticamente più significativi, si ottiene:

Azioni variabili da traffico

Considerando, come illustrato al par. 5.4.2.1 della relativa relazione di calcolo, considerando una striscia di fuga di 1 m di soletta e le travi sottostanti come vincoli la disposizione dei carichi da traffico che massimizza il carico sollecitante la trave 2 si ottiene con il seguente schema statico:

– Massimi carichi da traffico agenti su trave 2

VIADOTTO ISOLATO

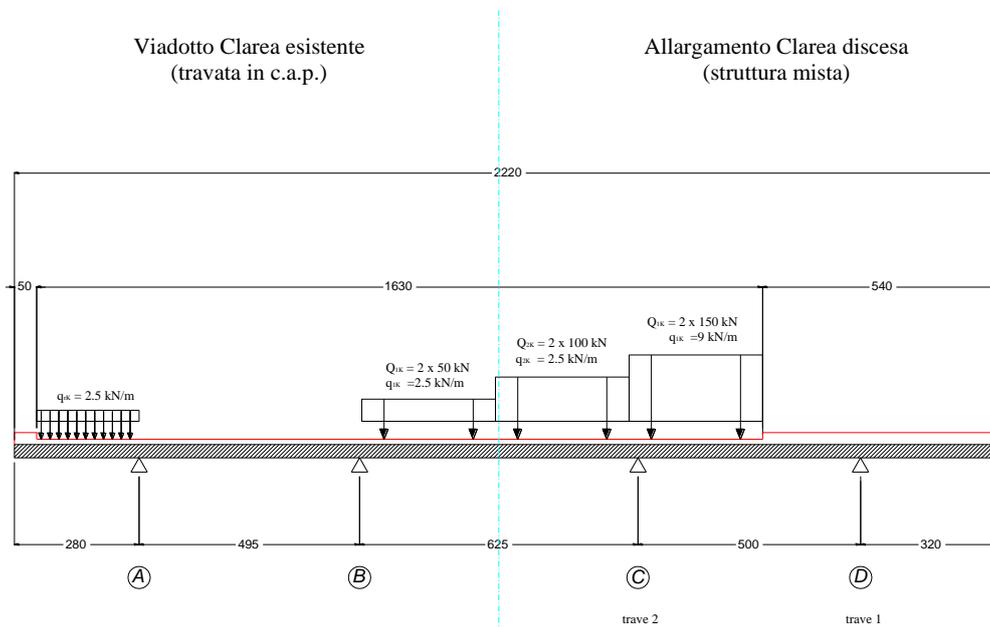
Allargamento Clarea discesa
(struttura mista)

	R₂	R₁
Q_{1K} [kN]	550.00	-50.00
q_{ik} ; q_{rk} [kN/m]	41.73	-7.23

Avendo trascurato la presenza del cordolo laterale di 70 cm e non avendo differenziato nel dimensionamento la trave 1 dalla 2 ne consegue che tale condizione elementare è sufficiente per il dimensionamento del viadotto come struttura isolata.

Considerando l'intera sezione solidarizzata, la disposizione dei carichi mobili che massimizza il carico sollecitante sulla trave 2 è:

VIADOTTI SOLIDARIZZATI



	R_A	R_B	R_C	R_D
Q_{1k} [kN]	-14.00	124	452.00	38.00
q_{ik} ; q_{rk} [kN/m]	6.82	4.65	32.27	4.14
q_F [kN/m]	0.07	-0.34	1.74	4.03

Confronto carichi applicati

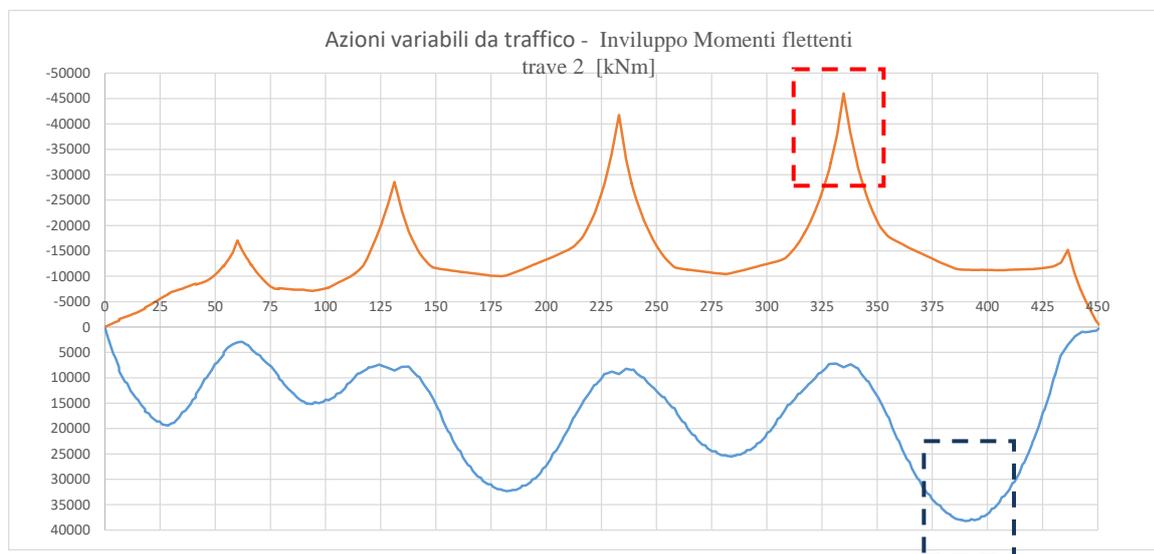
Trave 2	Isolato	Solidarizzati	Δ %
Q_{1k} [kN]	550.00	452.00	- 17.82
q_k+q_f [kN/m]	41.73	34.01	- 18.50

Per effetto della connessione tra le due strutture si nota quindi che i carichi concentrati sollecitanti si riducono del 17.82 % mentre quelli distribuiti del 22.67 %

La preza di un largo cordolo sul lato esterno che si protrae oltre la trave 1 implica che la condizione precedente è quella staticamente più significativa per il dimensionamento dei nuovi impalcato.

Si osserva quindi che l'accoppiamento dei due viadotti, grazie ad una miglior ripartizione trasversale, ha un effetto benefico sulla nuova struttura mista riducendo la quota parte di carico totale agente su di essa.

Volendo capire in via qualitativa quanto ciò influisca sul dimensionamento dell'impalcato, con riferimento al diagramma di involuppo dei momenti flettenti da traffico sulla trave più caricata (la trave 2), si individuano come casi più significativi i conci di mezzzeria della campata di riva da 100 m ed il concio di pila IP4



Per essi risulta:

Concio C32 (concio di mezzzeria della campata di riva $L \cong 100$ m)

Fase 1 (peso acciaio + peso soletta)	M =	30130+34410 = 64540 kNm
Fase 2a (permanenti)	M =	15970 kNm
Fase 2b (ritiro)	M =	9640 kNm
Fase 2c (cedimenti)	M =	870 kNm
Fase 3 (traffico+folla)	M =	45660 kNm
Vento	M =	1230 kNm
Termica	M =	15310 kNm

Il momento sollecitante totale è pertanto pari a:

$$M_{TOT\ SLU} = 1.35 \times 64540 + 1.5 \times 15970 + 1.2 \times 870 + 1.2 \times 9640 + 1.35 \times 45660 + 0.9 \times 1230 + 0.9 \times 5034 = 220223 \text{ KNm}$$

Considerando, in via qualitativa, una riduzione dei carichi da traffico e folla stimata al 18% il momento sollecitante totale diventa:

$$M_{TOT\ SLU} = 1.35 \times 64540 + 1.5 \times 15970 + 1.2 \times 870 + 1.2 \times 9640 + 1.35 \times 45660 \times 0.82 + 0.9 \times 1230 + 0.9 \times 5034 = 220223 \text{ KNm}$$

Con una conseguente riduzione valutabile attorno al 5.5% circa. Ragionando in termini tensionali, per effetto della maggior rigidezza in fase 3, la riduzione dello stato tensionale totale si riduce ad un 3.3% per la piattabanda inferiore e ad un 1.8% per quella superiore.

A rigore si dovrebbero computare anche le riduzioni per effetto della collaborazione sui contributi di permanenti portati, cedimenti, vento e termica; tuttavia il calcolo è stato omissivo in quanto questi contributi sono numericamente meno significativi.

Similmente per il concio di pila IP4 si calcola:

Concio C28 (concio di pila IP4)

Fase 1 (peso acciaio + peso soletta)	$M = - 37840 - 60630 = - 98470$	kNm
Fase 2a (permanenti)	$M =$	$- 28440$ kNm
Fase 2b (ritiro)	$M =$	$- 13070$ kNm
Fase 2c (cedimenti)	$M =$	$- 2350$ kNm
Fase 3 (traffico+folla)	$M =$	$- 54600$ kNm
Vento	$M =$	$- 5240$ kNm
Termica	$M =$	$- 30100$ kNm

Il momento sollecitante totale risulta pertanto pari a:

$$M_{TOT\ SLU} = - 1.35 \times 98470 - 1.5 \times 28440 - 1.2 \times 13070 - 1.2 \times 2350 - 1.35 \times 54600 - 0.9 \times 5240 - 0.9 \times 30100 = - 299615 \text{ KNm}$$

Considerando anche in questo caso, in via qualitativa, una riduzione dei carichi da traffico + folla stimata al 18% il momento sollecitante totale risulterebbe:

$$M_{TOT\ SLU} = - 1.35 \times 98470 - 1.5 \times 28440 - 1.2 \times 13070 - 1.2 \times 2350 - 1.35 \times 54600 \times \mathbf{0.82} - 0.9 \times 5240 - 0.9 \times 30100 = - 286347 \text{ KNm}$$

Con una conseguente riduzione valutabile attorno al 4% circa. Nell'ipotesi che il concio di pila sia fessurato ed abbia quindi, in tutte le fasi di calcolo, proprietà resistenti della sola trave metallica, tale riduzione percentuale si mantiene anche sullo stato tensionale totale.