

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:	PROGETTISTA:	DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	Ing. GAETANO USAI	Ing. PIETRO MAZZOLI
		Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche

PROGETTO ESECUTIVO

ITINERARIO NAPOLI-BARI

RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO

1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI

CAVALCAFERROVIA al km 2+225

Impalcato in c.a.p. L=26,50m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo

APPALTATORE		SCALA:
Consorzio CFT IL DIRETTORE TECNICO Geom. C Bianchi 11/07/2018		<div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 20px; margin: 0 auto;">-</div>

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I	F	1	N	0	1	E	Z	Z	C	L	I	V	0	3	0	7	0	0	2	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Esecutiva	I. Lardani		G. Usai		P. Mazzoli		G. Usai

File: IF1N.0.1.E.ZZ.CL.IV.03.0.7.002.A.doc	n. Elab.:
--	-----------

INDICE

1	PREMESSA	5
2	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	NORMATIVE	6
2.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO.....	7
3	MATERIALI	8
3.1	CALCESTRUZZO PER SOLETTA E GETTI IN OPERA.....	8
3.2	CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE PRECOMPRESSE	8
3.3	ACCIAIO PER BARRE DI ARMATURA	9
3.4	ACCIAIO PER TREFOLI.....	10
4	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA.....	11
5	EFFETTI GLOBALI - IMPALCATO	13
5.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO.....	13
5.1.1	MODELLO AGLI E.F.....	16
5.1.2	MODELLO 0-1, FASE 0.....	16
5.1.3	MODELLO 0-2, FASI 0-2 E 1	17
5.1.4	MODELLO A GRATICCIO, FASI 2 E 3.....	17
5.1.5	CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVI	19
5.1.6	MASCHERA DI PRECOMPRESSIONE.....	22
5.2	ANALISI DEI CARICHI	24
5.2.1	PRECOMPRESSIONE A PERDITE IMMEDIATE AVVENUTE (P-ΔP0).....	24
5.2.2	PERMANENTI STRUTTURALI (G1).....	25
5.2.3	PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	27
5.2.4	CADUTE LENTE DI TENSIONE - EFFETTI DEL RITIRO, VISCOSITÀ E RILASSAMENTO (ΔP1)	30
5.2.5	CARICHI DA TRAFFICO (Q1, Q2).....	35
5.2.6	AZIONI DEL VENTO (Q3).....	36
5.2.7	VARIAZIONI TERMICHE (Q4).....	41
5.2.8	AZIONI DI FRENATURA E ACCELERAZIONE (Q6)	41
5.2.9	AZIONI SISMICHE (E)	42
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	45
5.4	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI.....	48
5.4.1	FASE 0-1, CONDIZIONE A VUOTO	48
5.4.2	FASE 0-2, TRASPORTO	48
5.4.3	FASE 1, GETTO SOLETTA	49
5.4.4	FASE 2, CARICHI PERMANENTI.....	49
5.4.5	FASE 3, CONDIZIONE DI SERVIZIO	49
6	EFFETTI GLOBALI SU IMPALCATO – VERIFICHE TENSIONALI AGLI SLE	50
6.1.1	VERIFICHE S.L.E. TENSIONALI	51

6.1.2	CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI	53
6.1.3	FASE 0-1	53
6.1.4	FASE 0-2, TRASPORTO	55
6.1.5	FASE 1	57
6.1.6	FASE 2	60
6.1.7	FASE 3	64
6.1.8	VERIFICHE S.L.E. FESSURAZIONE	67
7	EFFETTI GLOBALI SU IMPALCATO – VERIFICHE AGLI SLU	68
7.1	SOLLECITAZIONI A PRESSOFLESSIONE	68
7.2	VERIFICHE DI RESISTENZA	69
7.2.1	VERIFICA A PRESSOFLESSIONE	69
7.3	SOLLECITAZIONI A TAGLIO	71
7.4	SOLLECITAZIONI DI TORSIONE	71
7.5	VERIFICHE DI RESISTENZA	72
7.5.1	VERIFICA A TAGLIO	72
7.5.2	VERIFICA A TORSIONE	73
7.5.3	VERIFICA A TAGLIO-TORSIONE	74
8	VERIFICHE DEI TRASVERSI	75
8.1	VERIFICHE TENSIONALI A SLE	75
8.2	VERIFICHE SLE A FESSURAZIONE	81
9	VERIFICHE SLE DEGLI SPOSTAMENTI	82
10	EFFETTI LOCALI SULL'IMPALCATO – MODELLO TRASVERSALE	83
10.1	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	83
10.2	ANALISI DEI CARICHI	84
10.2.1	PESO PROPRIO (G1)	84
10.2.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	84
10.2.3	CARICHI DA TRAFFICO	85
10.2.4	AZIONI DA URTO (Q4)	90
10.2.5	AZIONI DEL VENTO (Q5)	90
10.2.6	VARIAZIONI TERMICHE (Q6)	91
10.3	COMBINAZIONI DI CARICO	92
10.4	RIEPILOGO SOLLECITAZIONI	93
10.4.1	SOLLECITAZIONI ELEMENTARI	93
10.4.2	SOLLECITAZIONI COMBinate	95
10.5	VERIFICHE SOLETTA	98
10.5.1	VERIFICA A FLESSIONE SLU	98
10.5.2	VERIFICA A TAGLIO SLU	101
10.5.3	VERIFICHE A FESSURAZIONE SLE	102
11	SCARICHI SU APPARECCHI D'APPOGGIO	104



ITINERARIO NAPOLI-BARI
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO
1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E
VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL
COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO
Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino

Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	4 di 108

12 INCIDENZE 108

1 PREMESSA

Nell'ambito dell'*Itinerario Napoli-Bari* si inserisce il *Raddoppio della Tratta Canello – Benevento - 1° Lotto Funzionale Canello-Frasso Telesino e Variante alla Linea Roma-Napoli Via Cassino nel Comune di Maddaloni* (compreso il *Collegamento Merci con lo scalo di Marcianise - Collegamento Benevento-Marcianise*) ed *Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino* oggetto di progettazione esecutiva.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento dell'impalcato costituente la campata di scavalco del *Cavalcaferrovia al km 2+225 di Via Carmignana_IV03*, di luce pari a 26,50m (portata teorica 24,90m).

Nel seguito si procede al calcolo dello stato di sollecitazione ed alle verifiche dei vari elementi costituenti l'impalcato, nei confronti degli *Stati Limite Ultimi* strutturali di flessione e taglio e gli *Stati limite di Esercizio* tensionale e di fessurazione.

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO 1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino					
<i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 03 07 001	REV. A	FOGLIO 6 di 108

2 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 NORMATIVE

Sono state prese a riferimento le seguenti Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento:

- [1] *Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni»*
- [2] *Ministero delle Infrastrutture e Trasporti, circolare 2 febbraio 2009, n. 617 C.S.LL.PP., «Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008»*
- [3] *Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 001 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario*
- [4] *Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie*
- [5] *Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria*
- [6] *Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari*
- [7] *Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 004 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di impalcati ferroviari a travi in ferro a doppio T incorporate nel calcestruzzo*
- [8] *Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 005 - Specifica per il progetto, la produzione, il controllo della produzione e la posa in opera dei dispositivi di vincolo e dei coprigiunti degli impalcati ferroviari e dei cavalcavia*
- [9] *Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)*
- [10] *Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo, Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici (UNI EN 1992-1-1)*
- [11] *Regolamento (UE) N.1299/2014 della Commissione del 18 Novembre 2014 relativo alle specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema “infrastruttura” del sistema ferroviario dell’Unione europea*

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino					
<i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 03 07 001	REV. A	FOGLIO 7 di 108

2.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

Vengono presi a riferimento tutti gli elaborati grafici progettuali di pertinenza.

3 MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO PER SOLETTA E GETTI IN OPERA

Classe C32/40

Rck =	40,00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
fck = 0,83 Rck =	33,20 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
fcm = fck +8 =	41,20 MPa	Valore medio resistenza cilindrica
acc =	0,85	Coeff. rid. per carichi di lunga durata
γM =	1,50 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
fcd = acc fck/γM =	18,81 MPa	Resistenza di progetto
fctm = 0,3 fck ^(2/3) =	3,10 MPa	Resistenza media a trazione semplice
fctm = 1,2 fctm =	3,72 MPa	Resistenza media a trazione per flessione
fctk = 0,7 fctm =	2,17 MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
σc = 0,60 fck =	19,92 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. rara (rif. §4.1.2.2.5.1 [1])
σc = 0,45 fck =	14,94 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §4.1.2.2.5.1 [1])
σt = fctm/1,2 =	2,58 MPa	Tensione limite di trazione per formazione delle fessure (rif. §4.1.2.2.4.1 [1])
Ecm = 22000 (fcm/10) ^(0,3) =	33643,00 MPa	Modulo elastico di progetto
ν =	0,20	Coefficiente di Poisson
Gc = Ecm / (2(1+ ν)) =	14018,00 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Debolmente aggressive	
Classe di esposizione =	XC4	
c =	4,00 cm	Copriferro minimo
w =	0,20 mm	Apertura massima fessure in esercizio in comb. frequente (rif. §2.2.2 [5])

3.2 CALCESTRUZZO PER TRAVI PREFABBRICATE PRECOMPRESSE

Classe C45/55

Rck =	55,00 MPa	Resistenza caratteristica cubica
fck = 0,83 Rck =	45,65 MPa	Resistenza caratteristica cilindrica
fcm = fck +8 =	53,65 MPa	Valore medio resistenza cilindrica

$\alpha_{cc} =$	0,85	Coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1,50 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M =$	25,87 MPa	Resistenza di progetto
$f_{ctm} = 0,3 f_{ck}^{(2/3)} =$	3,83 MPa	Resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} = 1,2 f_{ctm} =$	4,60 MPa	Resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} = 0,7 f_{ctm} =$	2,68 MPa	Valore caratteristico resistenza a trazione (frattile 5%)
$\sigma_{cc} = 0,60 f_{ck} =$	27,39 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. rara (rif. §4.1.2.2.5.1 [1])
$\sigma_{cc} = 0,45 f_{ck} =$	20,54 MPa	Tensione limite in esercizio in comb. quasi perm. (rif. §4.1.2.2.5.1 [1])
$\sigma_{ct} = 0,35 f_{ctk} =$	0,94 MPa	Tensione limite di trazione in esercizio in comb. rara (rif. §2.2.1 [5])
$\sigma_{ct} = 0,045 f_{ck} =$	2,05 MPa	Tens. principale di traz. nella fibra baric. in esercizio in comb. rara (rif. §2.2.1 [5])
$f_{cmj} = \beta_{cc} f_{cm} =$	38,60 MPa	Valore medio res. cilindrica al tempo j
$f_{ckj} = f_{cmj} - 8 =$	30,60 MPa	Valore caratteristico res. cilindrica al tempo j
$f_{ctmj} = 0,3 f_{ckj}^{(2/3)} =$	2,94 MPa	Resistenza media a trazione semplice al tempo j
$f_{ctkj} = 0,7 f_{ctmj} =$	2,05 MPa	Valore caratteristico res. a trazione (frattile 5%) al tempo j
$\sigma_{cc,iniz} = 0,70 f_{ckj} =$	21,42 MPa	Tensione limite iniziale (rif. §4.1.8.1.4 [1]) al tempo j
$\sigma_{ct,iniz} = 0,35 f_{ctkj} =$	0,72 MPa	Tensione limite di trazione (rif. §2.2.1 [5]) al tempo j
$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{(0,3)}$ =	36416,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0,20	Coefficiente di Poisson
$G_c = E_{cm} / (2(1 + \nu)) =$	15173,00 MPa	Modulo elastico tangenziale di progetto
Condizioni ambientali =	Debolmente aggressive	
Classe di esposizione =	XC4	
$c =$	3,50 cm	Copriferro minimo

3.3 Acciaio per barre di armatura

B450C

$f_{yk} \geq$	450,00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540,00 MPa	Tensione caratteristica di rottura
$(f_t/f_y)_{k \geq}$	1,15	
$(f_t/f_y)_{k <}$	1,35	
$\gamma_s =$	1,15 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU

$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s =$	391,30 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	210000,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0,20 %	Deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	7,50 %	Deformazione caratteristica ultima
$\sigma_s = 0,75 f_{yk} =$	337,50 MPa	Tensione limite in esercizio, comb. rara (rif. §1.8.3.2.1 [3])

3.4 Acciaio per trefoli

Trefolo 7 fili

$f_{ptk} \geq$	1860,00 MPa	Tensione caratteristica di rottura
$f_{p(1)k} \geq$	1670,00 MPa	Tensione caratteristica all'1% di deformazione totale
$f_{yk} = f_{p(1)k} =$	1670,00 -	Tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_s =$	1,15 -	Coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{pyd} = f_{yk}/\gamma_s =$	1452,00 MPa	Tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	195000,00 MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0,74 %	Deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	3,50 %	Deformazione caratteristica ultima
$\sigma_s = 0,80 f_{yk} =$	1336,00 MPa	Tensione limite in esercizio, comb. rara (rif. §4.1.2.2.5.1 [1])
$\sigma_{s1} = 0,90 f_{p(1)k} =$	1503,00 MPa	Tensione limite al tiro (rif. §4.1.8.1.5 [1])
$\sigma_{s2} = 0,80 f_{ptk} =$	1488,00 MPa	Tensione limite al tiro (rif. §4.1.8.1.5 [1])
$\sigma_{s,iniz} = \min(\sigma_{s1}; \sigma_{s2}) =$	1488,00 MPa	Tensione limite al tiro (rif. §4.1.8.1.5 [1])

4 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA

Il Cavalcaferrovia al km 2+224,132, progettato per consentire a via Carmignana di sovrappassare la linea ferroviaria, è realizzato con tre campate isostatiche, con luce della campata di scavalco pari a 26,50m e luce delle campate adiacenti pari a 25,00 m, per uno sviluppo complessivo di 76,50 m.

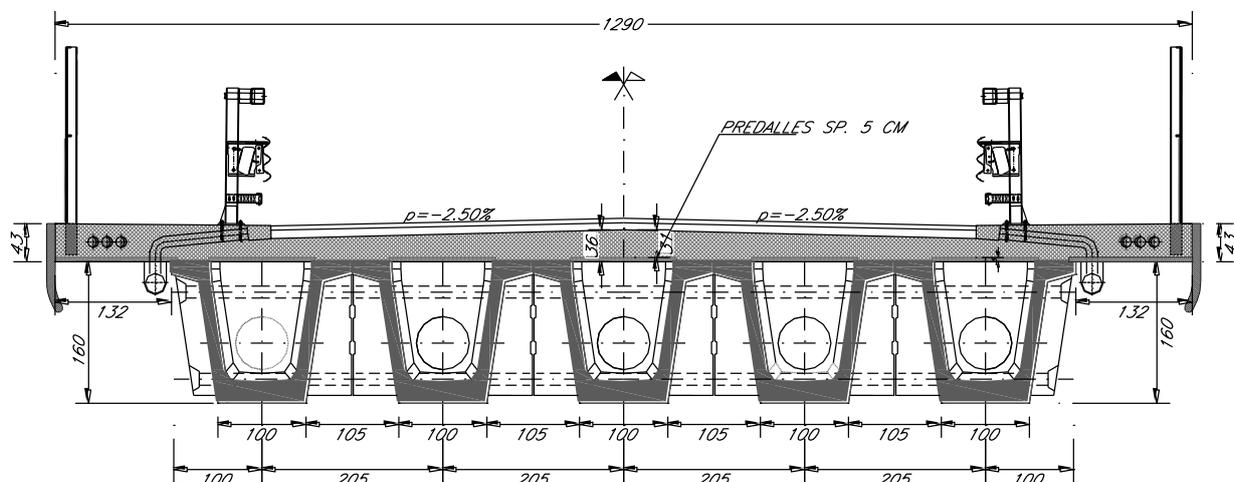
La larghezza degli impalcati è pari a 12,90 m, tale da consentire la disposizione di due corsie di marcia da 3,50 m, banchine laterali da 0,50 m, per una larghezza bitumata totale di 8,00 m (0,50 m + 3,50 m + 3,50 m +0,50 m), e due marciapiedi da 2,45 m.

La prima tipologia di impalcato è realizzata con 5 cassoncini accostati in c.a.p. e soletta gettata in opera, solidarizzati mediante traversi post-tesi. La luce è pari a 25,00 m misurata in asse ai giunti. La lunghezza complessiva delle travi prefabbricate è pari a 24,30 m e la luce tra gli appoggi è pari a 22,80 m.

La seconda tipologia di impalcato è realizzata anch'essa con 5 cassoncini accostati in c.a.p. e soletta gettata in opera, solidarizzati mediante traversi post-tesi. La luce è pari a 26,50 m misurata in asse ai giunti. La lunghezza complessiva delle travi prefabbricate è pari a 25,90 m e la luce tra gli appoggi è pari a 24,90 m.

Le pile sono realizzate in c.a.o. gettato in opera e hanno altezze fusto pari a 6,80m. Presentano un fusto a sezione rettangolare di dimensioni esterne 2,00mx5,00m con raccordi di raggio pari ad 1m. Le fondazioni sono realizzate con pali trivellati del diametro Φ 1500 mm.

Oggetto della presente relazione è il dimensionamento dell'impalcato di scavalco, di luce in asse ai giunti pari a 26,50m



*Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26.5m (L_c=24,90m): Relazione di Calcolo*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	12 di 108

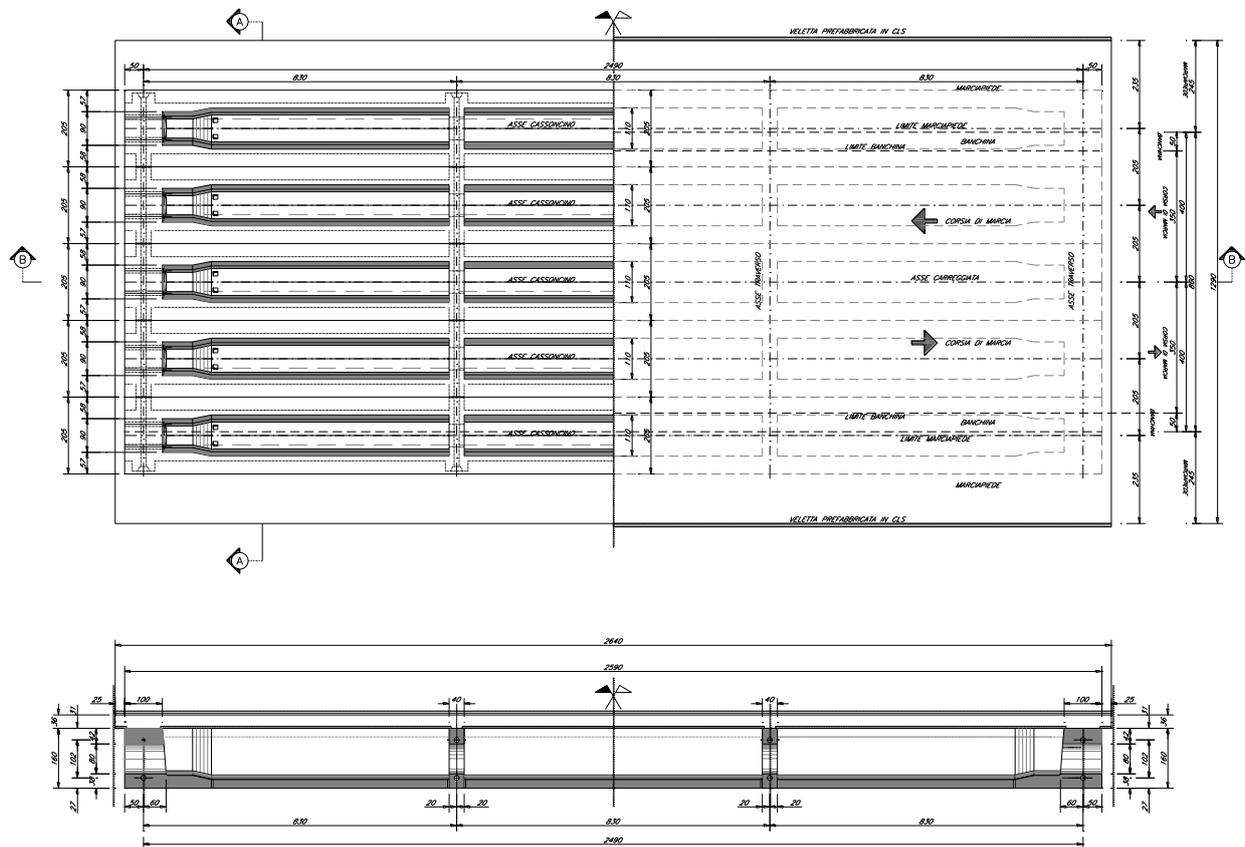


Figura 1 – Sezione, pianta e vista impalcato del Cavalcaferrovia

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino					
<i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 03 07 001	REV. A	FOGLIO 13 di 108

5 EFFETTI GLOBALI - IMPALCATO

5.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Per il calcolo delle sollecitazioni sui vari elementi costituenti l'impalcato si considerano diverse fasi dell'opera, a ciascuna delle quali corrispondono diversi carichi agenti, schemi statici di calcolo e sezioni resistenti, i quali vengono riassunti di seguito:

Fase 0-1: Taglio trefoli

In questa fase si verifica la condizione della trave prefabbricata in stabilimento al momento del taglio dei trefoli, secondo le seguenti ipotesi:

- ✓ *carichi agenti:*
 - azione di precompressione alla tesatura, scontata delle perdite immediate di tensione per accorciamento elastico del calcestruzzo ($P-\Delta P_0$);
 - peso proprio della trave prefabbricata (G1-01);
- ✓ *schema di calcolo:* trave appoggiata sui lembi estremi della trave (luce di calcolo L_c = lunghezza trave);
- ✓ *sezione resistente:* sola trave prefabbricata;

Fase 0-2: Trasporto

In questa fase si verifica la condizione della trave prefabbricata durante il trasporto, secondo le seguenti ipotesi:

- ✓ *carichi agenti:*
 - azione di precompressione alla tesatura, scontata delle perdite immediate di tensione per accorciamento elastico del calcestruzzo ($P-\Delta P_0$);
 - peso proprio della trave prefabbricata comprensiva di effetti dinamici, valutati come una variazione del 15% del peso (G1-02);
- ✓ *schema di calcolo:* trave appoggiata in corrispondenza dei punti di sollevamento (luce di calcolo L_c = interasse appoggi);
- ✓ *sezione resistente:* sola trave prefabbricata;

Fase 0-3: Posa in opera

In questa fase si verifica la condizione della trave prefabbricata appoggiata sui gli appoggi definitivi, secondo le seguenti ipotesi:

- ✓ *carichi agenti:*

- azione di precompressione alla tesatura, scontata delle perdite immediate di tensione per accorciamento elastico del calcestruzzo ($P-\Delta P_0$);
- peso proprio della trave prefabbricata (G1-1);
- ✓ *schema di calcolo*: trave appoggiata in corrispondenza degli appoggi definitivi (luce di calcolo L_c = interasse appoggi);
- ✓ *sezione resistente*: sola trave prefabbricata;

Fase 1: Getto della soletta

In questa fase si verifica la condizione della trave prefabbricata al getto in opera della soletta di impalcato, secondo le ipotesi elencate di seguito. Lo stato tensionale così calcolato si somma allo stato tensionale pre-esistente nella precedente Fase 0-3.

- ✓ *carichi agenti*:
 - peso proprio della soletta gettata in opera (G1-2);
- ✓ *schema di calcolo*: trave appoggiata in corrispondenza degli appoggi definitivi (luce di calcolo L_c = interasse appoggi);
- ✓ *sezione resistente*: sola trave prefabbricata;

A vantaggio di sicurezza, in questa fase si considerano le travi prefabbricate non solidarizzate. L'entità del carico spettante alla trave di bordo risulta quindi stimato cautelativamente con il criterio delle aree di influenza e non considerando invece una ripartizione uniforme del carico tra tutte le travi.

Fase 2: Condizione di servizio (a breve termine)

In questa fase si verifica la condizione delle travi prefabbricate solidarizzate dai trasversi e dalla soletta gettata in opera, soggette all'effetto dei carichi permanenti non strutturali e accidentali, secondo le ipotesi elencate di seguito. Lo stato tensionale così calcolato si somma allo stato tensionale pre-esistente nella precedente Fase 1.

- ✓ *carichi agenti*:
 - permanenti non strutturali (G2);
 - cadute lente per rilassamento ritiro e viscosità completamente scontate (ΔP_1);
 - carichi accidentali da traffico (Q1, Q2), da vento (Q3) e da variazioni termiche (Q4);
- ✓ *schema di calcolo*: schema a graticcio, calcolato mediante modello agli E.F.;
- ✓ *sezione resistente*: sezione mista c.a.p.-c.a. costituita da trave prefabbricata con soletta collaborante, con caratteristiche a breve termine ($E_{cls\ soletta} = E(t=0)$);

Fase 3: Condizione a lungo termine

In questa fase si verifica la condizione delle travi prefabbricate solidarizzate dai trasversi e dalla soletta gettata in opera soggette agli effetti lenti di ritiro differenziale e viscosità, secondo le ipotesi elencate di

seguito. Lo stato tensionale così calcolato si somma allo stato tensionale pre-esistente nella precedente Fase 2.

- ✓ *carichi agenti:*
 - effetti lenti di ritiro differenziale e viscosità (Q5);
- ✓ *schema di calcolo:* trave appoggiata in corrispondenza degli appoggi definitivi (luce di calcolo L_c = interasse appoggi); data l'isostaticità del sistema gli effetti del ritiro e viscosità non producono sollecitazioni esterne sugli elementi, ma si traducono esclusivamente in una redistribuzione di tensioni tra trave e soletta.
- ✓ *sezione resistente:* sezione mista c.a.p.-c.a. costituita da trave prefabbricata con soletta collaborante, con caratteristiche a lungo termine (E_{cls} soletta = E ridotto per effetti viscosi $E/(1+\phi)$).

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO 1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino					
<i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26.5m (Lc=24,90m); Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 03 07 001	REV. A	FOGLIO 16 di 108

5.1.1 MODELLO AGLI E.F.

Il calcolo delle sollecitazioni sui vari elementi della struttura nelle condizioni di esercizio viene eseguito su un modello a graticcio, realizzato mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti *SAP2000* (*CSI*, versione v15.1.0).

Il modello agli elementi finiti è costituito da elementi di tipo *frame* che modellano le travi con sezione composta (trave in c.a.p. più soletta in c.a. collaborante omogeneizzata), i trasversi, la soletta nella sua funzione di ripartizione trasversale, discretizzata in strisce di 2,075m. Le caratteristiche geometriche e meccaniche assegnate a ciascun elemento sono state definite sulla base delle reali dimensioni e dei materiali che compongono l'elemento stesso.

Il modello è inoltre costituito da *frame* che modellano le "corsie convenzionali" dello *schema di carico 1*, così come definite dal §5.1.3.3.5 del DM2008 (rif.[1]). Tali frame sono posizionati in asse a ciascuna delle corsie individuate, posizionate nella configurazione atta a massimizzare le sollecitazioni sui diversi elementi oggetto di verifica, e sono necessari a definire il *load case* relativo i carichi viaggianti.

Il modello è inoltre costituito da *nodi* posizionati in corrispondenza di ciascuno degli apparecchi d'appoggio, vincolati in modo tale da riprodurre l'effettivo grado di vincolo offerto da ciascun dispositivo.

Il sistema di riferimento è definito secondo nel seguente modo:

- ✓ asse X : asse longitudinale;
- ✓ asse Y : asse trasversale;
- ✓ asse Z : asse verticale.

Le compressioni sono assunte con segno negativo.

5.1.2 MODELLO 0-1, FASE 0

Il modello replica la trave prefabbricata, di lunghezza pari a 25.9m, appoggiato alle estremità della trave stessa.

I carichi sono relativi al peso proprio della singola trave (applicato come carico distribuito) e dei trasversi (applicati come carichi concentrati alle progressive corrispondenti al loro reale posizionamento).

Di seguito si riporta una vista del modello di calcolo e dei carichi applicati.

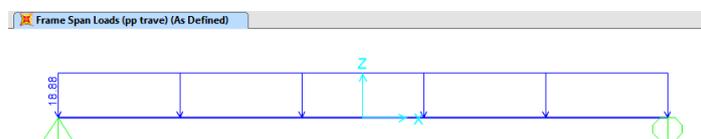


Figura 2 – modello di calcolo f.e.m. fase 0 – carico distribuito dovuto al peso proprio della trave

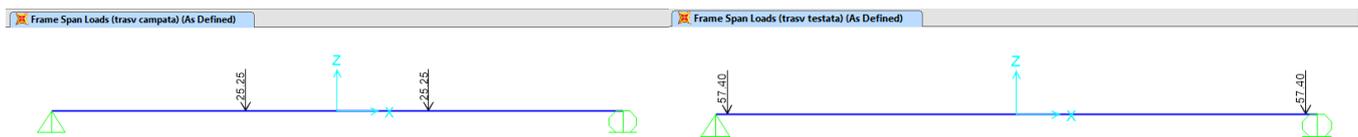


Figura 3 – modello di calcolo f.e.m. fase 0 – carichi concentrati dovuti al peso dei trasversi

5.1.3 MODELLO 0-2, FASI 0-2 E 1

Il modello replica la trave prefabbricata, di lunghezza pari a 25.9m, appoggiato in corrispondenza degli appoggi previsti per l'impalcato (L=24.9m).

Oltre al peso proprio degli elementi prefabbricati, viene applicato il carico relativo al getto della soletta come carico uniforme. La valutazione del peso della soletta è effettuata secondo il criterio di area di influenza. Per semplicità, viene valutato solamente l'elemento trave di bordo, che è quello maggiormente sollecitato.

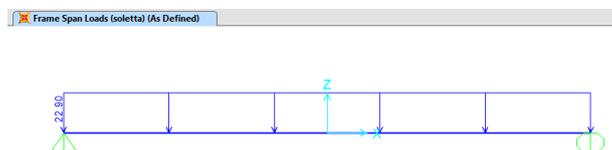


Figura 4 – modello di calcolo f.e.m. fase 1 – carico distribuito dovuto al peso proprio della soletta

5.1.4 MODELLO A GRATICCIO, FASI 2 E 3

Il modello replica l'impalcato, comprensivo di travi, trasversi e soletta, appoggiato in corrispondenza degli appoggi previsti per l'impalcato. I carichi applicati sono quelli relativi ai sovraccarichi permanenti portati e ai carichi di servizio (vento, termica e traffico), valutati in coerenza con quanto definito nell'analisi dei carichi.

Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	18 di 108

3-D View

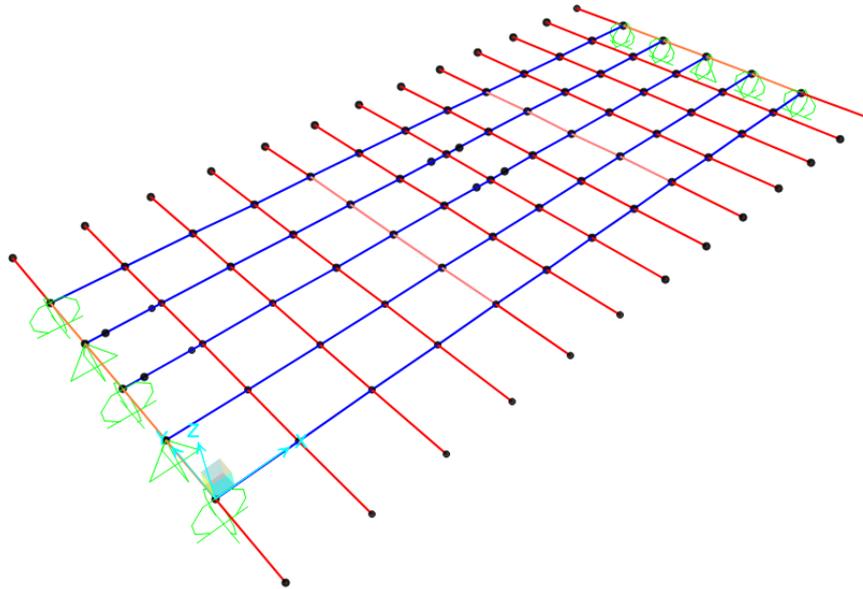


Figura 5 – Vista del modello 3D agli elementi finiti

5.1.5 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE TRAVI

Di seguito si riepilogano le caratteristiche geometriche delle travi utilizzate nei paragrafi successivi per la determinazione delle azioni, delle sollecitazioni e dello stato tensionale delle travi stesse.

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE CASSONCINO

		u.m.	Sezione Testata	Sezione Transizione	Sezione Corrente
Nome sezione	SEZ	-	SEZ_1	SEZ_2	SEZ_3
Altezza sezione	ht	mm	1600	1600	1600
Spessore anima	s anima	mm	140	140	240
Perimetro esposto	p	mm	9066	0	0
Area di calcestruzzo	Ac	mm ²	1.09E+06	7.55E+05	7.55E+05
Ordinata baricentrica	yg	mm	759	740	740
Momento di inerzia	Jc	mm ⁴	3.00E+11	2.37E+11	2.37E+11
Modulo resistente estradosso	Ws	mm ³	-3.56E+08	-2.76E+08	-2.76E+08
Modulo resistente intradosso	Wi	mm ³	3.95E+08	3.20E+08	3.20E+08
Modulo resistente trefolo intrad.	Wp	mm ³	8.26E+08	6.89E+08	5.24E+08

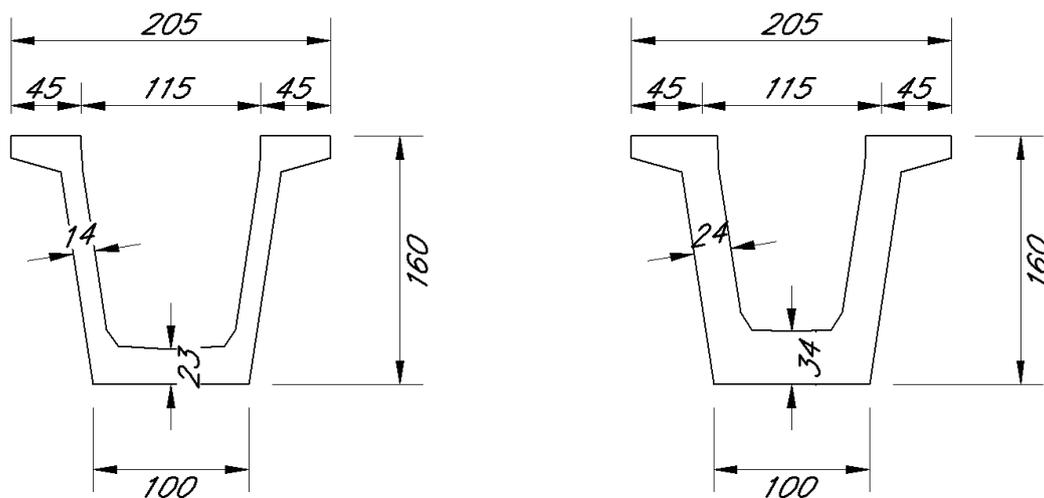


Figura 6 – Sezioni in Fase 1 (cassoncino): sezione corrente e sezione di transizione - sezione di testata

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE COMPOSTA - BREVE TERMINE

		u.m.	Sezione Testata SEZ_1	Sezione Transizione SEZ_2	Sezione Corrente SEZ_3
Nome sezione	SEZ	-	SEZ_1	SEZ_2	SEZ_3
Altezza sezione	ht	mm	1600	1600	1600
Altezza media soletta gettata	hs	mm	260	260	260
Altezza predalle	h predalla	mm	50	50	50
Spessore anime cassone	s anima	mm	140	140	240
Area di calcestruzzo	Ac	mm ²	1.61E+06	1.27E+06	1.29E+06
Ordinata baricentrica	yg	mm	1064	1134	1121
Momento di inerzia	Jc	mm ⁴	6.95E+11	6.04E+11	5.91E+11
Modulo res. estradosso soletta	Wss	mm ³	-8.22E+08	-7.78E+08	-7.50E+08
Modulo res. intradosso soletta	Wsi	mm ³	-1.19E+09	-1.17E+09	-1.12E+09
Modulo res. estradosso trave	Wts	mm ³	-1.30E+09	-1.30E+09	-1.23E+09
Modulo res. intradosso trave	Wti	mm ³	6.53E+08	5.32E+08	5.27E+08
Modulo resistente trefolo intrad.	Wp	mm ³	1.04E+09	8.18E+08	7.09E+08

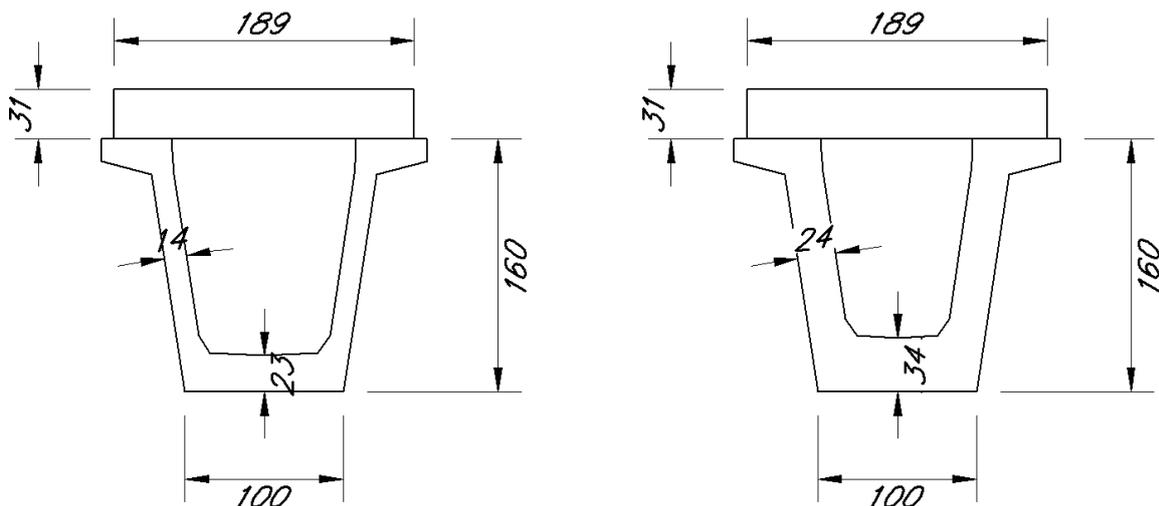


Figura 7 – Sezioni in Fase 2 (cassoncino con soletta omogeneizzata a b.t.): sezione corrente e sezione di transizione - sezione di testata

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE SEZIONE COMPOSTA - LUNGO TERMINE

		u.m.	Sezione Testata	Sezione Transizione	Sezione Corrente
Nome sezione	SEZ	-	SEZ_1	SEZ_2	SEZ_3
Altezza sezione	ht	mm	1600	1600	1600
Altezza media soletta gettata	hs	mm	260	260	260
Altezza predalle	h predalla	mm	50	50	50
Spessore anime cassone	s anima	mm	140	140	240
Area di calcestruzzo	Ac	mm ²	1.30E+06	9.63E+05	9.79E+05
Ordinata baricentrica	yg	mm	895	928	915
Momento di inerzia	Jc	mm ⁴	4.99E+11	4.33E+11	4.14E+11
Modulo res. estradosso soletta	Wss	mm ³	-4.92E+08	-4.41E+08	-4.16E+08
Modulo res. intradosso soletta	Wsi	mm ³	-6.61E+08	-6.00E+08	-5.64E+08
Modulo res. estradosso trave	Ws	mm ³	-7.08E+08	-6.45E+08	-6.05E+08
Modulo res. intradosso trave	Wi	mm ³	5.57E+08	4.67E+08	4.53E+08
Modulo resistente trefolo intrad.	Wp	mm ³	1.00E+09	8.14E+08	6.61E+08

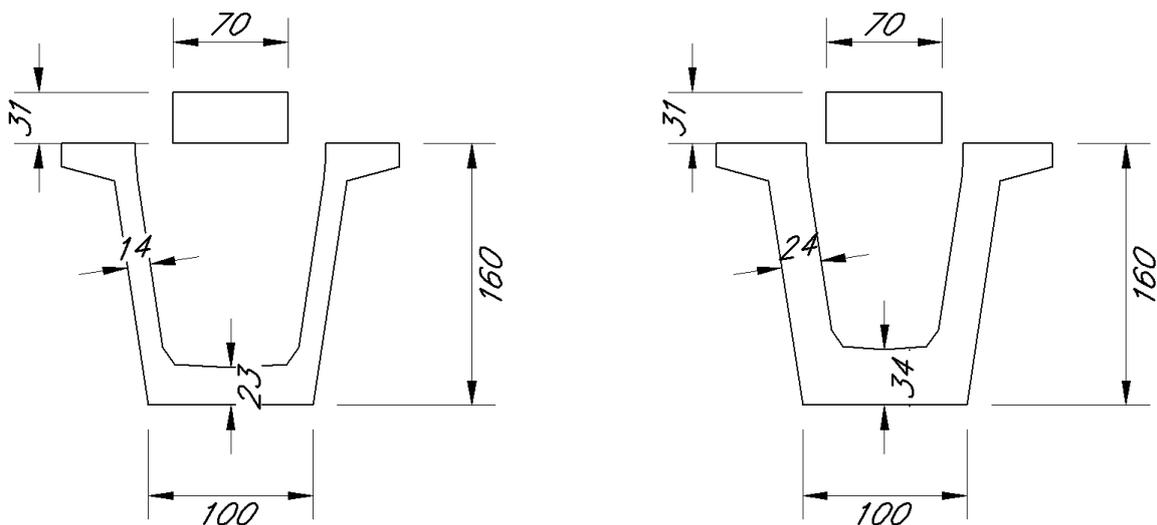


Figura 8 – Sezioni in Fase 3 (cassoncino con soletta omogeneizzata a l.t.): sezione corrente e sezione di transizione - sezione di testata

5.1.6 MASCHERA DI PRECOMPRESSIONE

5.1.6.1 SEZIONE 1 – APPOGGIO (X = 0.5)

			Atr(0.6")	1.39	cm2		
strato	n.tr	y	Ap	S	Nprec		
1	2	153.0	2.78	425.34	-389.2		
2	2	94.0	2.78	261.32	-389.2		
3	2	88.0	2.78	244.64	-389.2		
4	2	82.0	2.78	227.96	-389.2		
5	2	76.0	2.78	211.28	-389.2		
6	2	42.0	2.78	116.76	-389.2		
7	8	18.0	11.12	200.16	-1556.8		
8	8	12.0	11.12	133.44	-1556.8		
9	6	6.0	8.34	50.04	-1167.6		
nr trefoli	34						
Sx	1870.94	cm3		1870.9	-6616.4		
Ap	47.26	cm2					
yp	39.59	cm					

5.1.6.2 SEZIONE 2 – TRANSIZIONE (X = 1.8)

			Atr(0.6")	1.39	cm2		
strato	n.tr	y	Ap	S	Nprec		
1	2	153.0	2.78	425.34	-389.2		
2	2	94.0	2.78	261.32	-389.2		
3	2	88.0	2.78	244.64	-389.2		
4	2	82.0	2.78	227.96	-389.2		
5	2	76.0	2.78	211.28	-389.2		
6	2	42.0	2.78	116.76	-389.2		
7	8	18.0	11.12	200.16	-1556.8		
8	8	12.0	11.12	133.44	-1556.8		
9	6	6.0	8.34	50.04	-1167.6		
nr trefoli	34						
Sx	1870.94	cm3		1870.9	-6616.4		
Ap	47.26	cm2					
yp	39.59	cm					

Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26.5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	23 di 108

5.1.6.3 SEZIONE 3 – MEZZERIA (X = 12.45)

				Atr(0.6")	1.39	cm2		
strato	n.tr	y	Ap			S	Nprec	
1	2	153.0	2.78			425.34	-389.2	
2	2	94.0	2.78			261.32	-389.2	
3	2	88.0	2.78			244.64	-389.2	
4	2	82.0	2.78			227.96	-389.2	
5	2	76.0	2.78			211.28	-389.2	
6	2	42.0	2.78			116.76	-389.2	
7	16	18.0	22.24			400.32	-3113.6	
8	14	12.0	19.46			233.52	-2724.4	
9	14	6.0	19.46			116.76	-2724.4	
nr trefoli	56							
Sx	2237.9	cm3					2237.9	-10897.6
Ap	77.84	cm2						
yp	28.75	cm						

5.2 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti sull'impalcato nelle diverse fasi analizzate e precedentemente descritte nel §5.1.

5.2.1 PRECOMPRESSIONE A PERDITE IMMEDIATE AVVENUTE (P- Δ P0)

Le azioni di precompressione, insieme alle perdite immediate per accorciamento elastico negli elementi precompressi a cavi pretesi, si manifestano al momento del taglio dei trefoli.

Le perdite immediate per accorciamento elastico vengono valutate mediante la seguente espressione (Leonardth - libro V §16.1.3, (16.12)):

$$V_o = V^{(o)} \left[1 - n \cdot \mu_i - \frac{n A_z y_{iz}^2}{J_i} \right]$$

Dove:

V_o = forza di precompressione attiva

A_z = area dei trefoli

A_n = sezione netta calcestruzzo

y_{iz} = distanza tra baricentro della sezione in cls e baricentro del cavo risultante

$$A_i = A_n + n \cdot A_z;$$

$$\mu_n = \frac{A_z}{A_n} \quad e \quad \mu_i = \frac{A_z}{A_i} = \frac{\mu_n}{1 + n \mu_n}$$

		u.m.	Sezione 3 Corrente	Sezione 2 Transizione	Sezione 1 Testata
PRETENSIONE TREFOLI					
Tensione al tiro trefoli	σ_{p0}	MPa	1400	1400	1400
Sforzo normale al tiro trefoli	N0	kN	-10898	-6616	-6616
PERDITE IMMEDIATE PER ACCORCIAMENTO					
Coeff. Omogeneizzazione	n_p	-	5.37	5.37	5.37
Perdite elastiche di tensione	$\Delta\sigma_{p0}$	MPa	-117.4	-60.3	-45.3
Variaz. sforzo normale	$\Delta N0$	kN	-914	-285	-214

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino					
<i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m); Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 03 07 001	REV. A	FOGLIO 25 di 108

5.2.2 PERMANENTI STRUTTURALI (G1)

I carichi permanenti strutturali sono costituiti dal peso proprio delle travi, della soletta e dei trasversi e vengono calcolati considerando il peso unitario del calcestruzzo armato pari a 25 kN/m³ e le caratteristiche geometriche di ciascun elemento. I carichi così calcolati vengono applicati su uno schema di trave semplicemente appoggiata.

5.2.2.1 PESO PROPRIO TRAVE - TAGLIO TREFOLI (G1-01)

Il peso proprio entra in carico al momento del taglio trefoli, nel momento in cui la trave si deforma per effetto delle azioni della precompressione. La luce di calcolo in questa fase si assume pari alla lunghezza della trave.

TRAVE

Area sez. corrente	A =	0,755 m ²
Peso unitario del cls	γ_{cls} =	25,00 kN/m ³
Peso linearmente distribuito su ciascuna trave	p =	18,88 kN/m
Lunghezza campata di calcolo	L =	26,40 m

TRASVERSI CAMPATA

Volume trasverso (singola trave)	V1c =	1,010 m ³
Peso unitario del cls	γ_{cls} =	25,00 kN/m ³
Peso trasverso	P =	25,25 kN
Ascissa di applicazione del carico	x =	9,10 m

TRASVERSI DI APPOGGIO

Volume trasverso (singola trave)	V1a =	2,296 m ³
Peso unitario del cls	γ_{cls} =	25,00 kN/m ³
Peso trasverso	P =	57,39 kN
Ascissa di applicazione del carico	x =	0,80 m

5.2.2.2 PESO PROPRIO TRAVE - TRASPORTO (G1-02)

Per le fasi di trasporto si assume una variazione nel peso proprio dovuta agli effetti dinamici pari al $\pm 15\%$. La luce di calcolo in questa fase si assume pari alla distanza dei punti di sollevamento (nel caso in questione pari all'interasse appoggi).

TRAVE

Area sez. corrente	A =	0,755 m ²
Peso unitario del cls	γ_{cls} =	25,00 kN/m ³
Peso linearmente distribuito su ciascuna trave	p =	16,05 kN/m
Lunghezza campata di calcolo	L =	24,90 m

TRASVERSI CAMPATA

Volume trasverso (singola trave)	V1c =	1,010 m ³
Peso unitario del cls	γ_{cls} =	25,00 kN/m ³
Peso trasverso	P =	21,46 kN
Ascissa di applicazione del carico	x =	8,30 m

TRASVERSI DI APPOGGIO

Volume trasverso (singola trave)	V1a =	2,296 m ³
Peso unitario del cls	γ_{cls} =	25,00 kN/m ³
Peso trasverso	P =	48,78 kN
Ascissa di applicazione del carico	x =	0,00 m

5.2.2.3 PESO PROPRIO TRAVE - POSA IN OPERA (G1-1)

La luce di calcolo in questa fase si assume pari all'interasse appoggi.

TRAVE

Area sez. corrente	A =	0,755 m ²
Peso unitario del cls	γ_{cls} =	25,00 kN/m ³
Peso linearmente distribuito su ciascuna trave	p =	18,88 kN/m
Lunghezza campata di calcolo	L =	24,90 m

TRASVERSI CAMPATA

Volume trasverso (singola trave)	V1c =	1,010 m ³
Peso unitario del cls	γ_{cls} =	25,00 kN/m ³
Peso trasverso	P =	25,25 kN
Ascissa di applicazione del carico	x =	8,30 m

TRASVERSI DI APPOGGIO

Volume trasverso (singola trave)	V1a =	2,296 m ³
Peso unitario del cls	γ_{cls} =	25,00 kN/m ³
Peso trasverso	P =	57,39 kN

Ascissa di applicazione del carico $x = 0,00$ m

5.2.2.4 PESO PROPRIO GETTI IN OPERA (G1-2)

La luce di calcolo in questa fase si assume pari all'interasse appoggi.

SOLETTA

Area soletta (comprensiva di predalle)	A =	4,57 m ²
Peso unitario del cls	$\gamma_{cls} =$	25,00 kN/m ³
Peso linearmente distribuito su ciascuna trave (fasi 0-2, 1)	p =	22,90 kN/m
Peso linearmente distribuito su ciascun elemento trasversale (fasi 2, 3)	p =	17,00 kN/m
Lunghezza campata di calcolo	L =	24,90 m

5.2.3 PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

I carichi permanenti non strutturali sono costituiti dal peso dei cordoli, delle velette, della pavimentazione, delle barriere di sicurezza, delle reti di protezione, degli impianti.

Tali permanenti non strutturali si considerano agenti in Fase 2 sul modello con soletta e trasversi collaboranti, dunque vengono applicati al modello a graticcio, secondo i criteri esposti nel §5.1.

CORDOLI

Peso unitario	$\gamma =$	25,00 kN/m ³
Spessore	s =	0,16 m
Peso distribuito su ogni sbalzo trasversale	p =	8,30 kN/m ²
Interasse frame trasversali soletta	i =	2,075 m

PAVIMENTAZIONE

Peso unitario	$\gamma =$	20,00 kN/m ³
Larghezza trasversale pavimentazione	b =	8,00 m
Spessore	s =	0,13 m
Interasse frame trasversali soletta	i =	2,075 m
Peso distribuito ogni elemento frame trasversale	p =	5,40 kN/m

VELETTA

Peso unitario	$\gamma =$	25,00 kN/m ³
Area sezione	A =	0,1 m ²
Peso distribuito sui frame fittizi velette	p =	5,25 kN/m

*Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. $L=26.5m$ ($L_c=24,90m$): Relazione di Calcolo*

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	28 di 108

BARRIERE DI SICUREZZA, RETI E IMPIANTI

Peso linearmente distribuito sui frame fittizi barriere	$p =$	2,00	kN/m
Peso linearmente distribuito sui frame fittizi reti	$p =$	2,50	kN/m
Peso linearmente distribuito sui frame fittizi impianti	$p =$	1,00	kN/m

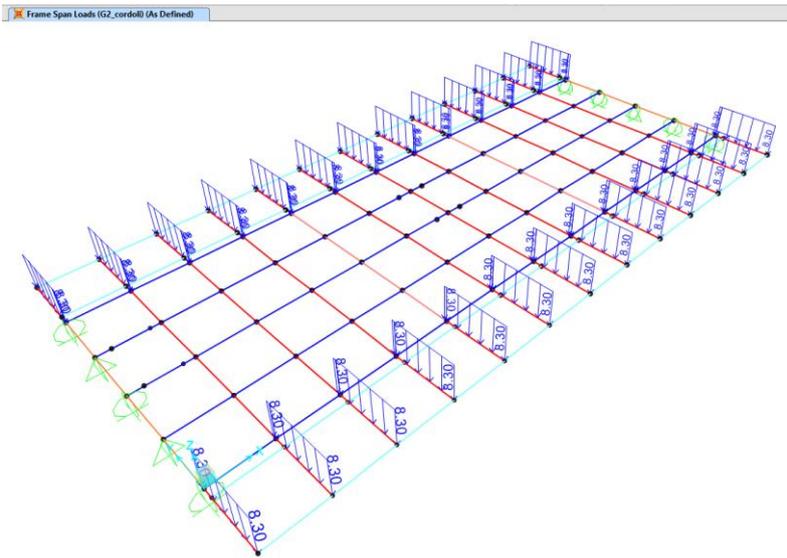


Figura 9 – Applicazione al modello agli EF dei carichi permanenti non strutturali G2_cordoli

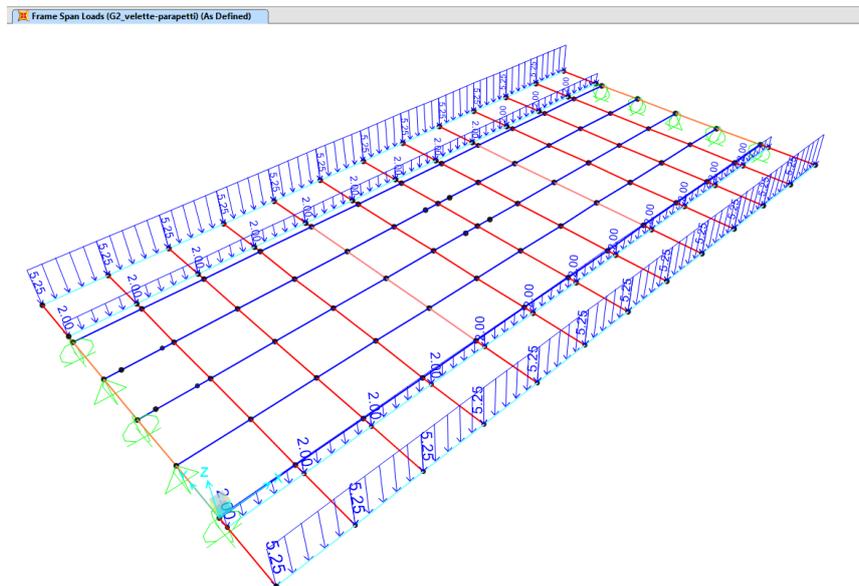


Figura 10 – Applicazione al modello agli EF dei carichi permanenti non strutturali G2_velette, parapetti, impianti

Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26.5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	29 di 108

Frame Span Loads (G2_pavim) (As Defined)

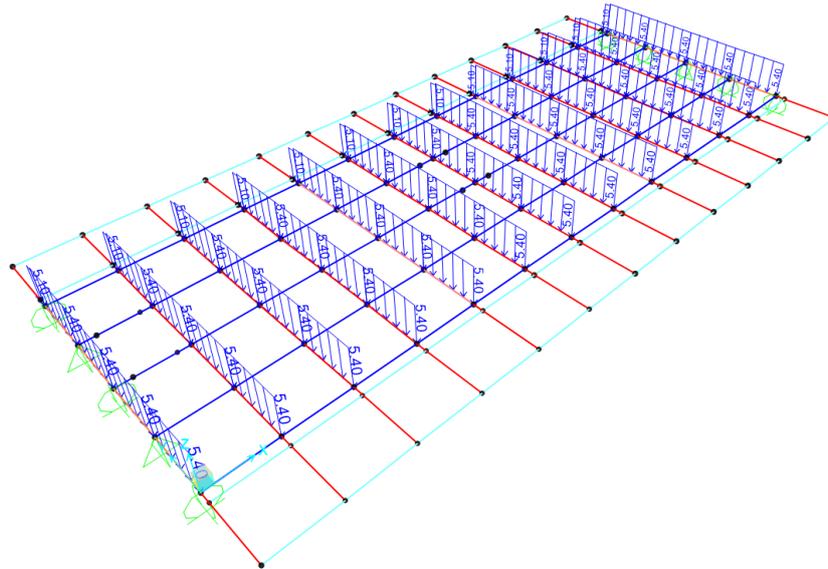


Figura 11– Applicazione al modello agli EF dei carichi permanenti non strutturali G2_pavimentazione

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino</p>												
<p><i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo</i></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF1N</td> <td>01 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>IV 03 07 001</td> <td>A</td> <td>30 di 108</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	30 di 108
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	30 di 108								

5.2.4 CADUTE LENTE DI TENSIONE - EFFETTI DEL RITIRO, VISCOSITÀ E RILASSAMENTO ($\Delta P1$)

Le cadute lente di tensione sono prodotte dagli effetti combinati di viscosità, ritiro e rilassamento. Per il calcolo dell'entità della caduta di tensione nei trefoli si utilizza l'espressione del §5.10.6 dell'EC2-1-1 (rif.[10]) che prevede una formulazione che tiene conto dell'interazione reciproca dei fenomeni lenti.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

Figura 12 - Formulazione per gli effetti lenti combinati (espressione 5.46 dell'EC2-1-1 (rif.[10]))

dove:

- $\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ è il valore assoluto della variazione di tensione nelle armature dovuta a viscosità, ritiro e rilassamento alla posizione x, all'istante t;
- ε_{cs} è la deformazione per ritiro in valore assoluto;
- $\Delta \sigma_{pr}$ è il valore assoluto della variazione di tensione nelle armature alla posizione x, al tempo t, per effetto del rilassamento dell'acciaio da precompressione. Esso è determinato per una tensione pari a quella dovuta alla precompressione iniziale e alle azioni quasi-permanenti;
- $\varphi(t, t_0)$ è il coefficiente di viscosità all'istante t con applicazione del carico all'istante t_0 ;
- σ_{cQP} è la tensione nel calcestruzzo adiacente alle armature, dovuta a peso proprio, precompressione iniziale e ad altre azioni quasi-permanenti a seconda della fase costruttiva in esame;
- I_c è il momento d'inerzia della sezione di calcestruzzo;
- z_{cp} è la distanza tra il baricentro della sezione di calcestruzzo e le armature.

5.2.4.1 RITIRO

Di seguito si valutano le deformazioni da ritiro della trave, sulla base della sua geometria, nell'ipotesi di una umidità relativa pari al 75%. Per la valutazione del ritiro è stata considerata la geometria della sezione corrente ed è stato considerato cautelativamente come istante iniziale il giorno del getto delle travi ($t=0$).

Ritiro della trave in C.A.P.

Ritiro (EN1992-1-1 §3.1.4)		
ϵ_{cs}	3.25E-04	- Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$
Ritiro da essiccamento		
Classe	C45/55	Classe del calcestruzzo
$R_{ck} =$	55 MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	45 MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	53 MPa	Valor medio resistenza cilindrica
$f_{cm,0} =$	10 MPa	
Cem.Tipo	N	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
$\alpha_{ds1} =$	4	
$\alpha_{ds2} =$	0.12	
RH =	75 %	Umidità Relativa
$RH_0 =$	100 %	
$\beta_{RH} =$	0.90	Coeff. per umidità relativa
$\epsilon_{cd,0} =$	2.66E-04	Deformazione da ritiro per essiccamento non contrastato
$A_c =$	755000 mmq	Area sez trasversale
$u =$	9066.4 mm	Perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0 =$	167 mm	Dimensione fittizia dell'elemento
$k_h =$	0.90	Coeff. per dimensione fittizia
$t =$	10000 gg	Età del calcestruzzo, al momento considerato
$t_s =$	0 gg	Età del calcestruzzo, all'inizio del ritiro per essiccamento
$\beta_{ds}(t, t_s)$	0.991	
$\epsilon_{cd} =$	2.38E-04	Deformazione da ritiro per essiccamento
Ritiro autogeno		
$\epsilon_{ca}(?) =$	0.0000875	Deformazione da ritiro autogeno per t=?
$t =$	10000 gg	
$\beta_{as}(t) =$	1.00	
$\epsilon_{ca}(t) =$	8.75E-05	Deformazione da ritiro autogeno

Ritiro della soletta gettata

Ritiro (EN1992-1-1 §3.1.4)		
ϵ_{cs}	2.64E-04	- Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$
Ritiro da essiccamento		
Classe	C32/40	Classe del calcestruzzo
$R_{ck} =$	40 MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	32 MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	40 MPa	Valor medio resistenza cilindrica
$f_{cm,0} =$	10 MPa	
Cem.Tipo	N	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
$\alpha_{ds1} =$	4	
$\alpha_{ds2} =$	0.12	
RH =	75 %	Umidità Relativa
$RH_0 =$	100 %	
$\beta_{RH} =$	0.90	Coeff. per umidità relativa
$\epsilon_{ca,0} =$	3.11E-04	Deformazione da ritiro per essiccamento non contrastato
$A_c =$	3354000 mmq	Area sez trasversale
$u =$	14060 mm	Perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0 =$	477 mm	Dimensione fittizia dell'elemento
$k_h =$	0.7	Coeff. per dimensione fittizia
$t =$	10000 gg	Età del calcestruzzo, al momento considerato
$t_s =$	0 gg	Età del calcestruzzo, all'inizio del ritiro per essiccamento
$\beta_{ds}(t,t_s)$	0.960	
$\epsilon_{cd} =$	2.09E-04	Deformazione da ritiro per essiccamento
Ritiro autogeno		
$\epsilon_{ca}(?) =$	0.000055	Deformazione da ritiro autogeno per t=?
$t =$	10000 gg	
$\beta_{as}(t) =$	1.00	
$\epsilon_{ca}(t) =$	5.50E-05	Deformazione da ritiro autogeno

5.2.4.2 VISCOSITÀ

Gli effetti conseguenti alla viscosità del calcestruzzo per azioni di lunga durata (sovraccarichi permanenti, ritiro, ecc.) possono essere valutati assumendo nel calcolo delle caratteristiche geometriche della sezione composta un valore fittizio del modulo di elasticità del calcestruzzo E_c^* fornito dall'espressione:

$$E_c^* = E_c / (1 + \phi)$$

modulo di elasticità ridotto

Di seguito è riportata la valutazione del coefficiente di viscosità ridotto utilizzato per la valutazione degli effetti della viscosità sulle perdite di precompressione.

Viscosità per valutazione perdite di precompressione

Viscosità (EN1992-1-1 §3.1.4)			
Classe	C45/55		Classe del calcestruzzo
$R_{ck} =$	55	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	45	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	53	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$E_{cm} =$	36283	MPa	Modulo elastico di progetto
$E_c =$	38097	MPa	Modulo elastico tangente
Cem.Tipo	N	-	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
t_0	7	gg	età di applicazione del carico
t_0^*	7	gg	età di applicazione del carico modif. tipo cem. (S, N o R)
t	10000	gg	
A_c	755000	mmq	area sez trasversale
u	9066.4	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
h_0	167	mm	dimensione fittizia dell'elemento
RH	75	%	Umidità Relativa
$\beta(f_{cm})$	2.31	-	influenza della resistenza del cls
$\beta(t_0)$	0.63	-	influenza del momento di applicazione del carico
Φ_{RH}	1.313	-	coeff.influenza dell'umidità relativa
α_1	0.75	-	coeff.influenza della resistenza del cls
α_2	0.92	-	coeff.influenza della resistenza del cls
α_3	0.81	-	coeff.influenza della resistenza del cls
φ_0	1.92	-	coeff. nominale di viscosità
β_{RH}	490	-	coeff. per RH e h_0
$\beta_c(t^*, t_0)$	0.99	-	
$\varphi(t^*, t_0)$	1.90	-	Coeff. di viscosità
$E_{c,R} =$	12529	MPa	Modulo elastico Ridotto
$E_{c,R}^* =$	13156	MPa	Modulo elastico Ridotto Modificato

Viscosità per valutazione caratteristiche sezione composta a $t = \text{inf.}$

Viscosità (EN1992-1-1 §3.1.4)			
Classe	C32/40		Classe del calcestruzzo
$R_{ck} =$	40	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	32	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	40	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$E_{cm} =$	33346	MPa	Modulo elastico di progetto
$E_c =$	35013	MPa	Modulo elastico tangente
Cem.Tipo	N	-	CEM 32,5 R, CEM 42,5 N
t_0	7	gg	età di applicazione del carico
t_0^*	7	gg	età di applicazione del carico modif. tipo cem. (S, N o R)
t	10000	gg	
A_c	3354000	mmq	area sez trasversale
u	14060	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
h_0	477	mm	dimensione fittizia dell'elemento
RH	75	%	Umidità Relativa
$\beta(f_{cm})$	2.66	-	influenza della resistenza del cls
$\beta(t_0)$	0.63	-	influenza del momento di applicazione del carico
φ_{RH}	1.284	-	coeff.influenza dell'umidità relativa
α_1	0.91	-	coeff.influenza della resistenza del cls
α_2	0.97	-	coeff.influenza della resistenza del cls
α_3	0.94	-	coeff.influenza della resistenza del cls
φ_0	2.16	-	coeff. nominale di viscosità
β_H	1057	-	coeff. per RH e h_0
$\beta_c(t^*, t_0)$	0.97	-	
$\varphi(t^*, t_0)$	2.10	-	Coeff. di viscosità
$E_{c,R} =$	10754	MPa	Modulo elastico Ridotto
$E_{c,R}^* =$	11292	MPa	Modulo elastico Ridotto Modificato

5.2.4.3 PERDITE PER RILASSAMENTO

Per le sezioni oggetto di analisi tali parametri assumono i seguenti valori:

Perdite rilassamento trefoli (NTC2008 §11.3.3.3)			
p1000	2.5	%	% perdita per rilassamento a 1000 ore
t inf	5.00E+05	ore	tempo infinito
$\mu = \sigma_{pi} / f_{tk}$	0.8	-	rapporto tensione al taglio e ultima
$\Delta N_{p,ril}$	-720	KN	perdite per rilassamento
% $\Delta \sigma_{p,ril}$	6.6%	-	ESPRESSIONE NTC 11.3.17 [1]
$\Delta \sigma_{p,ril}$	92.6	MPa	

5.2.5 CARICHI DA TRAFFICO (Q1, Q2)

Le azioni verticali associate al traffico sono definite dagli *Schemi di Carico* descritti nel §5.1.3.3.3 del DM2008 (rif.[1]), disposti sulle Corsie Convenzionali. Data la larghezza di carreggiata pari a 8m, si individuano due corsie convenzionali ciascuna di larghezza pari a 3m ed una parte rimanente di larghezza pari a 2m. La disposizione delle corsie, atta a massimizzare le sollecitazioni sulle travi di bordo, è la seguente:

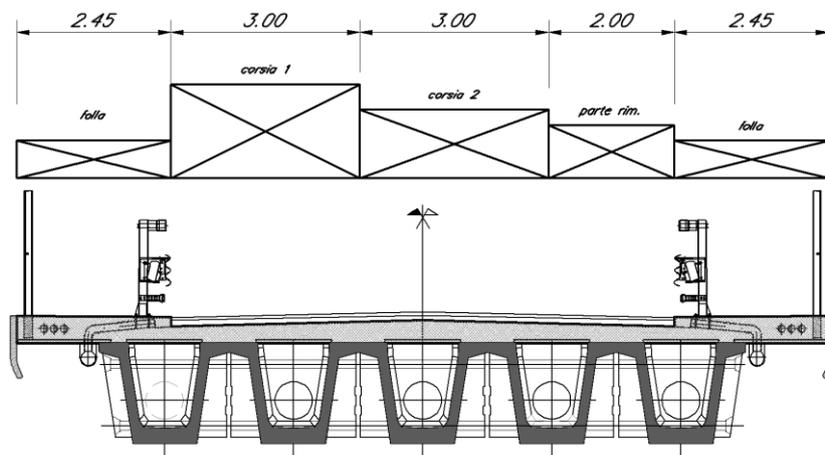


Figura 13 – Disposizione corsie convenzionali

Gli schemi di carico considerati sono lo *Schema 1* e lo *Schema 5* (quest'ultimo solo sui marciapiedi) in quanto risultano gli schemi dimensionanti per gli elementi oggetto di verifica. I valori caratteristici sono comprensivi degli effetti dinamici.

Schema 1:

- ✓ Corsia 1: Q1k: 2 assi da 300 kN posti a distanza di 1,20 m
q1k: carico uniforme ripartito di 9,00 kN/m²
- ✓ Corsia 2: Q2k: 2 assi da 200 kN posti a distanza di 1,20 m
q2k: carico uniforme ripartito di 2,50 kN/m²
- ✓ Parte rimanente: qik: carico uniforme ripartito di 2,50 kN/m²

Schema 5:

Folla compatta di 5,00 kN/m². Valore di combinazione pari a 2,50 kN/m².

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino</p>												
<p><i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m); Relazione di Calcolo</i></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF1N</td> <td>01 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>IV 03 07 001</td> <td>A</td> <td>36 di 108</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	36 di 108
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	36 di 108								

5.2.6 AZIONI DEL VENTO (Q3)

L'azione del vento viene ricondotta ad un'azione statica equivalente costituita da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici.

La pressione del vento è data dalla seguente espressione:

$$p = q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

- dove
- q_b pressione cinetica di riferimento
 - C_e coefficiente di esposizione
 - C_p coefficiente di forma
 - C_d coefficiente dinamico, posto generalmente pari a 1

Di seguito si riporta il dettaglio del calcolo di tali fattori per l'opera in oggetto.

5.2.6.1 PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO

La pressione cinetica di riferimento si determina mediante l'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_b^2 \text{ (in N/m}^2\text{)}$$

- dove
- v_b velocità di riferimento
 - ρ densità dell'aria, convenzionalmente posta pari a 1,25 kg/m³

Di seguito si determina la pressione di riferimento sulla base dei parametri caratteristici del sito e il tempo di ritorno dell'opera in oggetto:

PARAMETRI DIPENDENTI DAL SITO

Zona =	3
$v_{b,0}$ =	27,00 m/s
a_0 =	500,00 m
k_a =	0,02 1/s

ALTITUDINE DEL SITO

a_s =	80,00 m s.l.m.
v_b =	27,00 m/s

TEMPO DI RITORNO

TR =	75 anni
$\alpha_R(TR)$ =	1,02

PRESSIONE DI RIFERIMENTO

qb = 492,08 N/m²

5.2.6.2 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 e si determina mediante l'espressione:

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

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

dove k_r , z_0 , z_{\min} sono parametri che dipendono dalla categoria di esposizione del sito;

c_t è il coefficiente di topografia, posto generalmente pari a 1

Di seguito si determina il coefficiente di esposizione sulla base della classe d'esposizione e l'altezza z del punto considerato, posta pari alla massima quota del complesso impalcato, barriere, sagoma del veicolo. A tal proposito il §5.1.3.7 [1] impone di considerare il veicolo transitante come una superficie piana continua convenzionalmente alta 3,00 m sul p.r.

CATEGORIA DI ESPOSIZIONE

Classe di rugosità =	D
Distanza dalla costa =	< 30 km
Categoria di esposizione =	II
k_r =	0,19
z_0 =	0,05 m
z_{\min} =	4,00 m

QUOTA DI RIFERIMENTO Z

H pila fino a intradosso imp. =	8,10 m
H imp. fino a p.s. =	2,10 m
H sagoma veicolo su p.s. =	3,00 m
z di riferimento =	10,20 m

COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

c_e =	2,36
---------	------

5.2.6.3 COEFFICIENTE DI FORMA DELL'IMPALCATO

Il coefficiente di forma dell'impalcato e l'area di riferimento per il calcolo della forza risultante si determinano in base ai criteri enunciati nel §8.3.1 [9].

A tal proposito si riconduce il coefficiente di forma c_p al coefficiente di forza $c_{fx,0}$. Il coefficiente di forza $c_{fx,0}$ si determina in base al rapporto tra larghezza b e altezza totale dell'impalcato d_{tot} .

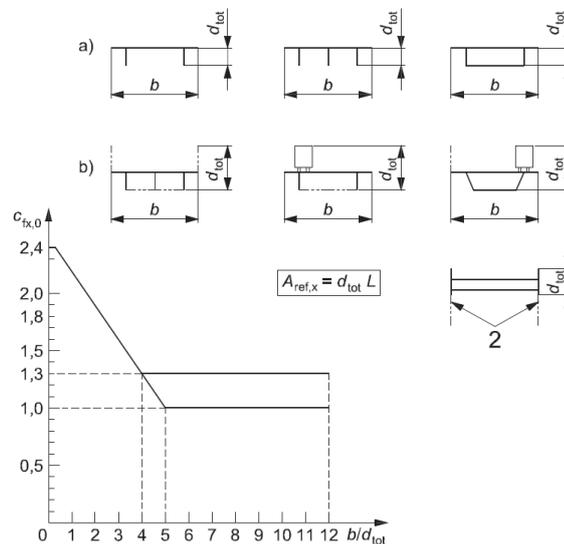
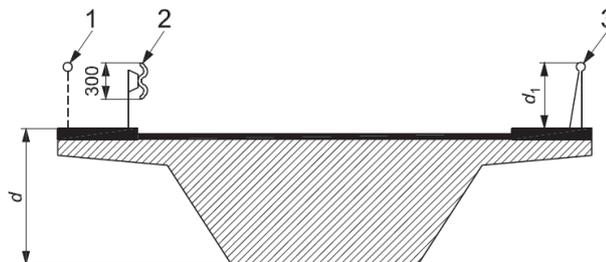


Figura 14 – Correlazione tra il rapporto b/d_{tot} e coefficiente di forma $c_{fx,0}$ (figura 8.3 EC1-4)

Legenda

- 1 Parapetti aperti
 - 2 Barriere di sicurezza aperte
 - 3 Parapetti, barriere antirumore o barriere di sicurezza a parete piena
- Dimensioni in millimetri



Altezza d_{tot} da impiegarsi per il calcolo di $A_{ref,x}$

Sistema di ritenuta	su un lato	su entrambi i lati
Parapetto aperto o barriera di sicurezza aperta	$d + 0,3 \text{ m}$	$d + 0,6 \text{ m}$
Parapetto a parete piena o barriera di sicurezza a parete piena	$d + d_1$	$d + 2 d_1$
Parapetto aperto e barriera di sicurezza aperta	$d + 0,6 \text{ m}$	$d + 1,2 \text{ m}$

Figura 15 – Criteri per la determinazione dell'area di riferimento (figura 8.5 EC1-4)

 <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino</p>												
<p><i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo</i></p>	<table border="1"> <thead> <tr> <th>COMMESSA</th> <th>LOTTO</th> <th>CODIFICA</th> <th>DOCUMENTO</th> <th>REV.</th> <th>FOGLIO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>IF1N</td> <td>01 E ZZ</td> <td>CL</td> <td>IV 03 07 001</td> <td>A</td> <td>39 di 108</td> </tr> </tbody> </table>	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	39 di 108
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO								
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	39 di 108								

L'area da considerare per il calcolo della risultante di forza si definisce come la somma di tutte le superfici proiettate dall'impalcato nel piano longitudinale, comprese le barriere e la sagoma dei veicoli.

Per il caso in esame si ha:

COEFFICIENTE DI FORMA AREA DIRETTAMENTE INVESTITA

b =	12,90 m
H impalcato da intrad. a p.s. =	2,03 m
H veicolo su p.s. =	3,00 m
d =	5,03 m
b/d =	2,56
cp =	1,73

COEFFICIENTE DI FORMA AREA INDIRETTAMENTE INVESTITA

b =	12,90 m
H barriera/parapetto =	2,00 m
d =	2,00 m
b/d =	6,45
cp =	1,00

5.2.6.4 AZIONE DEL VENTO SULL'IMPALCATO

Di seguito si procede al calcolo dell'azione del vento sull'impalcato in relazione ai parametri determinati nei paragrafi precedenti.

Si fa notare che nel calcolo delle sollecitazioni sull'impalcato si tiene conto del fatto che è presente un'eccentricità verticale tra il centro di applicazione della forza orizzontale dovuta al vento e l'impalcato, pertanto nel modello di calcolo all'azione orizzontale viene associato un momento torcente corrispondente alla summenzionata eccentricità.

PRESSIONE DEL VENTO AREA DIRETTAMENTE INVESTITA

qb =	492,08 N/m ²
ce =	2,36
cp =	1,73
cd =	1,00
pv = qb · ce · cp · cd =	2,01 kN/m ²

FORZA DEL VENTO

Forza distribuita sulle travi = 10,1 kN/m
Momento distribuito = 39,2 kNm/m

PRESSIONE DEL VENTO AREA INDIRECTAMENTE INVESTITA

qb = 492,08 N/m²
ce = 2,36
cp = 1,00
cd = 1,00
pv = qb · ce · cp · cd = 1,16 kN/m²

FORZA DEL VENTO

Forza distribuita sulle travi = 2,30 kN/m
Momento distribuito = 1,95 kNm/m

Questi carichi vengono applicati ai frame fittizi esterni.

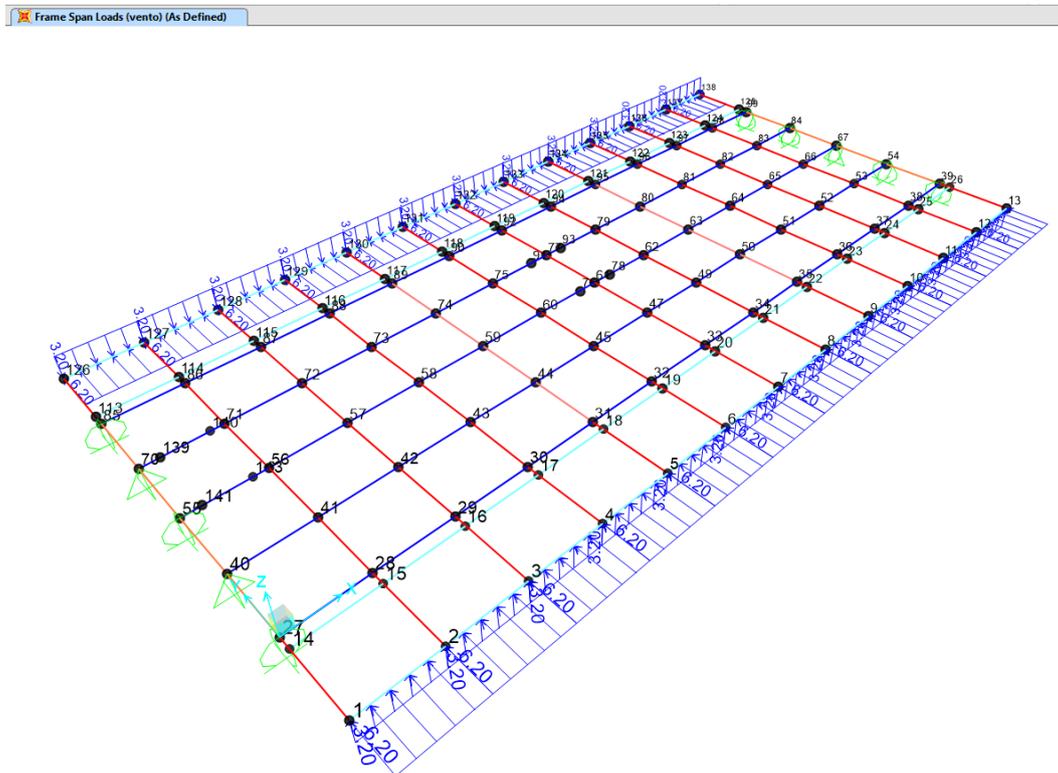


Figura 16 – Applicazione carichi del vento sul modello agli EF

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino					
<i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m); Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 03 07 001	REV. A	FOGLIO 41 di 108

5.2.7 VARIAZIONI TERMICHE (Q4)

In accordo con quanto indicato al §3.5.5 del DM2008 (rif.[1]) per strutture in c.a. e c.a.p. esposte, si considera una variazione termica uniforme pari a $\pm 15^{\circ}\text{C}$. Data l'isostaticità dello schema statico, la variazione uniforme di temperatura non comporta la nascita di sollecitazioni nell'impalcato, ma si considera soltanto nella determinazione dell'escursione del giunto.

Come azione termica si considera invece un gradiente di temperatura di 5°C fra intradosso ed estradosso impalcato.

Tale azione si considera applicata alle diverse sezioni oggetto di analisi nelle condizioni di Fase 2. Si considera l'eccentricità tra il baricentro della soletta e il baricentro della trave, punto in cui viene applicata l'azione sul modello FEM.

Variazione di temperatura	$\Delta T =$	$-5,00^{\circ}\text{C}$
Coefficiente di dilatazione termica cls	$\alpha =$	$1,0\text{E-}05\ 1/^{\circ}\text{C}$
Deformazione termica	$\epsilon c =$	$-0,050\ \text{‰}$
Variazione di sforzo normale agente su ogni trave	$\Delta N =$	$-720\ \text{kN}$
Variazione di momento flettente agente su ogni trave	$\Delta M =$	$-105\ \text{kN}$

5.2.8 AZIONI DI FRENATURA E ACCELERAZIONE (Q6)

Le azioni di frenatura e accelerazione sono costituite da forze uniformemente distribuite agenti sulla corsia convenzionale 1.

La forza totale si determina con la relazione:

$$180\ \text{kN} \leq q = 0,6 \cdot (2 \cdot Q1k) + 0,10 \cdot q1k \cdot w \cdot L \leq 900\ \text{kN}$$

con L lunghezza della zona caricata. La forza è assunta uniformemente distribuita e include gli effetti di interazione. Per il caso in esame si ha che la forza totale di frenatura e accelerazione assume il valore:

$$F_h = 0,6 \cdot 2 \cdot 300 + 0,10 \cdot 9 \cdot 3 \cdot 26,4 = 431,3\ \text{kN}$$

	ITINERARIO NAPOLI-BARI RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO I° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino					
<i>Cavalcaferrovia al km 2+225</i> <i>Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01 E ZZ	CODIFICA CL	DOCUMENTO IV 03 07 001	REV. A	FOGLIO 42 di 108

5.2.9 AZIONI SISMICHE (E)

L'azione sismica di progetto è rappresentata da spettri di risposta definiti in base alla pericolosità sismica di base del sito ove sorge l'opera in oggetto, la vita di riferimento e le caratteristiche del sottosuolo.

Di seguito si riportano i parametri di input utilizzati per la definizione degli spettri di progetto orizzontali e verticali e i grafici degli stessi. Gli spettri di progetto così definiti vengono utilizzati nel modello di calcolo per la definizione di casi di analisi di tipo "dinamica lineare con spettro di risposta".

I valori del fattore di struttura q , adottati per la definizione delle azioni sismiche e per il dimensionamento degli elementi secondo i criteri della gerarchia delle resistenze, sono stati definiti in base ai criteri di seguito esplicitati.

Il valore del fattore di struttura q assunto per il dimensionamento degli apparecchi d'appoggio è pari a 1.

5.2.9.1 SPETTRI DI PROGETTO ALLO SLV

Coordinate geografiche del sito

Lat. = 41,03039
 Long. = 14,40413

Strategia di progettazione

Vita nominale V_N = 75 anni
 Coefficiente d'uso c_u = 1,50
 Vita di riferimento V_R = 112,50 anni
 Categoria di sottosuolo = C
 Categoria topografica = T1
 Fattore di struttura q = 1,00
 Smorzamento ξ = 5,00 %

Parametri sismici

		PVR	TR	ag [g]	F0	TC* [s]
SLE	SLO	81%	68	0,069	2,374	0,328
	SLD	63%	113	0,086	2,407	0,345
SLU	SLV	10%	1068	0,197	2,483	0,399
	SLC	5%	2193	0,243	2,513	0,423

Parametri per la definizione dello spettro orizzontale

ag =	0,197 g
F0 =	2,483
TC* =	0,399 s
SS =	1,407
CC =	1,422
ST =	1,000
S =	1,407
η =	1
TB =	0,189 s
TC =	0,567 s
TD =	2,387 s

Parametri per la definizione dello spettro verticale

agv =	0,118 g
SS =	1,000
ST =	1,000
S =	1,000
η =	1,000
TB =	0,050 s
TC =	0,150 s
TD =	1,000 s

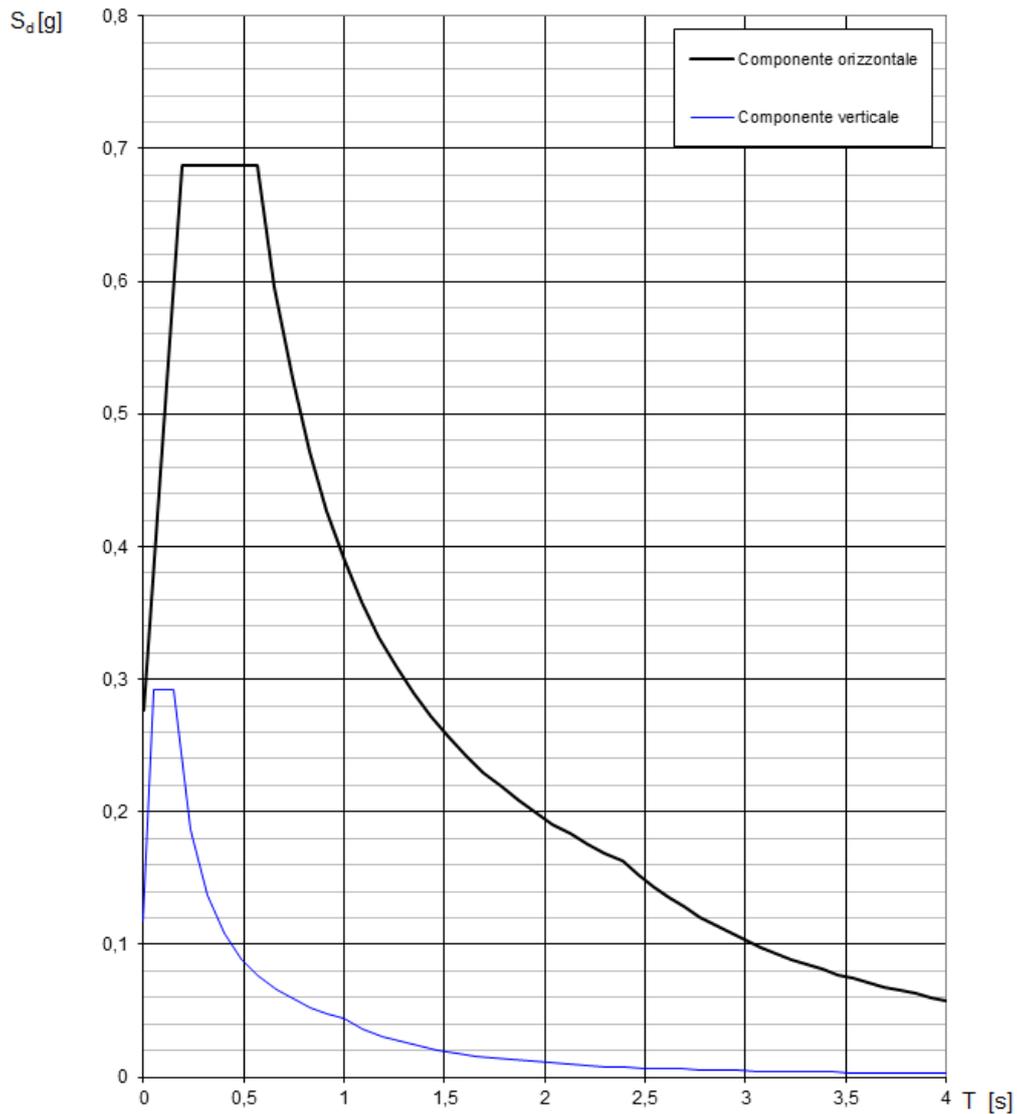


Figura 17 – Spettro di progetto allo SLV – componente orizzontale e verticale

5.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito viene riportata la tabella che riepiloga le condizioni di carico elementari (C.C.E.) considerate.

	C.C.E.	Descrizione
P - Precompressione	P- Δ P0	Precompressione a perdite immediate avvenute
	Δ P1	Cadute lente
G - Permanenti	G1-01	Peso proprio trave - taglio trefoli
	G1-02	Peso proprio trave - trasporto
	G1-1	Peso proprio trave - posa in opera
	G1-2	Peso proprio getti in opera
	G2	Permanenti non strutturali
Q - Variabili da traffico	Q1	Tandem Schema di carico 1
	Q2	Distribuiti Schemi di carico 1 e 5
Q - Variabili	Q3	Vento
Q - Deformazioni impresse	Q4	Variazioni termiche
	Q5	Ritiro differenziale soletta
E - Azioni sismiche	E1	Sisma x
	E2	Sisma y
	E3	Sisma z

Le azioni sismiche vengono considerate solo per la determinazione degli scarichi elementari sugli appoggi. Non vengono infatti definite combinazioni sismiche per la verifica degli elementi costituenti l'impalcato.

Le combinazioni di calcolo sono state definite sulla base dei criteri enunciati nel §5.1.3.12 del DM2008 (rif.[1]), di cui si riportano di seguito alcuni stralci.

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

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

Tabella 1 – Definizione del valore caratteristico del carico da traffico (Tab.5.1.IV rif[1])

		Coefficiente	EQU ⁽¹⁾	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Carichi permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili da traffico	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	γ_{e1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 ⁽³⁾	1,00 ⁽⁴⁾	1,00
Ritiro e viscosità, Variazioni termiche, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

⁽¹⁾ Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.
⁽²⁾ Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.
⁽³⁾ 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna
⁽⁴⁾ 1,20 per effetti locali

Tabella 2 – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni agli SLU

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
Vento q_5	4 (folla)	---	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
	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

 Tabella 3 – Coefficienti di combinazione ψ delle azioni

Le combinazioni di carico (C.C.C.) definite e considerate nelle verifiche globali sono le seguenti:

num. comb.	nome comb.	descriz.	P- Δ P0	G1-01 - PESO PROPRIO TRAVE - TAGLIO TREFOLI	G1-02 - PESO PROPRIO TRAVE - TRASPORTO	G1-1 - PESO PROPRIO TRAVE - POSA IN OPERA	G1-2 - SOLETTA	G2 - PERMANENTI NON STRUTTURALI	Δ P1 - CADUTE LENTE	Q1 - TRAFFICO - TANDEM	Q2 - TRAFFICO - DISTRIBUITI	Q3 - VENTO	Q4 - VARIAZIONI TERMICHE	Q5 - RITIRO DIFFERENZIALE SOLETTA
1	SLU-STR-001	FASE 0-1	1	1,35	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	SLU-STR-002	FASE 0-2	1	0	1,35	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3	SLU-STR-003	FASE 0-3	1	0	0	1,35	0	0	0	0	0	0	0	0
4	SLU-STR-004	FASE 1	1	0	0	1,35	1,35	0	0	0	0	0	0	0
5	SLU-STR-005	FASE 2-1	1	0	0	1,35	1,35	1,5	0	0	0	0	0	0
6	SLU-STR-006	FASE 2-2	1	0	0	1,35	1,35	1,5	1	0	0	0	0	0
7	SLU-STR-007	FASE 2-3	1	0	0	1,35	1,35	1,5	1	1,35	1,35	0	0	0
8	SLU-STR-008	FASE 2-4	1	0	0	1,35	1,35	1,5	1	1,35	1,35	0,9	0	0
9	SLU-STR-009	FASE 2-4	1	0	0	1,35	1,35	1,5	1	1,35	1,35	0,9	0,72	0
10	SLU-STR-010	FASE 3-1	1	0	0	1,35	1,35	1,5	1	0	0	0	0	1,2
11	SLU-STR-011	FASE 3-2	1	0	0	1,35	1,35	1,5	1	1,35	1,35	0,9	0,72	0,72
12	SLE-RAR-001	FASE 0-1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
13	SLE-RAR-002	FASE 0-2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	SLE-RAR-003	FASE 0-3	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
15	SLE-RAR-004	FASE 1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0

16	SLE-RAR-005	FASE 2-1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
17	SLE-RAR-006	FASE 2-2	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0
18	SLE-RAR-007	FASE 2-3	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0	0	0
19	SLE-RAR-008	FASE 2-4	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0,6	0	0
20	SLE-RAR-009	FASE 2-4	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0,6	0,6	0
21	SLE-RAR-010	FASE 3-1	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1
22	SLE-RAR-011	FASE 3-2	1	0	0	1	1	1	1	1	1	0,6	0,6	0,6
23	SLE-RAR-012	FASE 3-2	1	0	0	1	1	1	1	0,75	0,4	0,6	0,6	1
24	SLE-QPE-001	FASE 0-1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
25	SLE-QPE-002	FASE 0-2	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
26	SLE-QPE-003	FASE 0-3	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0
27	SLE-QPE-004	FASE 1	1	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0
28	SLE-QPE-005	FASE 2-1	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0
29	SLE-QPE-006	FASE 2-2	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0
30	SLE-QPE-007	FASE 2-3	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0,5	0
31	SLE-QPE-008	FASE 2-4	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0,5	0,5

5.4 RIEPILOGO SOLLECITAZIONI

Di seguito si riepilogano le sollecitazioni calcolate nei paragrafi precedenti e quelle ottenute dal modello agli E.F. per ciascuna delle sezioni considerate.

5.4.1 FASE 0-1, CONDIZIONE A VUOTO

	x	num tref	M pp	V pp
	m	-	kNm	kN
sez 1	0.5	34	161	318
sez 2	2.3	34	600	226
sez 3	12.45	56	1833	0

5.4.2 FASE 0-2, TRASPORTO

	x	num tref	M pp	V pp
	m	-	kNm	kN
sez 1	0.5	34	0	295
sez 2	2.3	34	386	200
sez 3	12.45	52	1484	0

5.4.3 FASE 1, GETTO SOLETTA

	x	num tref	M pp	V pp	M sol	V sol
	m	-	kNm	kN	kNm	kN
sez 1	0.5	34	0	225	0	285
sez 2	2.3	34	379	196	475	244
sez 3	12.45	52	1453	0	1774	0

5.4.4 FASE 2, CARICHI PERMANENTI

	x	num tref	M perm	V perm
	m	-	kNm	kN
sez 1	0.5	34	-54	159
sez 2	2.3	34	236	159
sez 3	12.45	52	905	19

5.4.5 FASE 3, CONDIZIONE DI SERVIZIO

	x	num tref	M 3fase	V 3fase
	m	-	kNm	kN
sez 1	0.5	34	-339	662
sez 2	2.3	34	638	216
sez 3	12.45	52	2496	46

6 EFFETTI GLOBALI SU IMPALCATO – VERIFICHE TENSIONALI AGLI SLE

Per ogni fase sono verificate le tensioni ai lembi superiore ed inferiore della trave e, una volta che la soletta diventa collaborante, anche la tensione ai lembi superiore ed inferiore della soletta stessa. I limiti tensionali per l'acciaio da precompressione e per il calcestruzzo nelle varie fasi, sono definiti nel D.M. 14 Gennaio 2008 al §4.1.8.1 e nella Istruzione RFI DTC SI PS MA IFS 001 "Manuale di progettazione delle opere civili".

I limiti tensionali considerati, tengono conto del livello di maturazione del cls, secondo quanto di seguito definito.

Fase 0 e 1:

- test cls sup.: si verifica che la tensione di trazione al lembo superiore della sezione non sia superiore al limite $0.35 * f_{ctk}$;
- test cls inf.: si verifica che la tensione di compressione al lembo inferiore della sezione non sia superiore al limite $0.7 * f_{ck}$;
- test precompr.: si verifica che la tensione di trazione nell'armatura di precompressione non sia superiore al limite $0.80 * f_{ptk}$.

Fase 2 e 3:

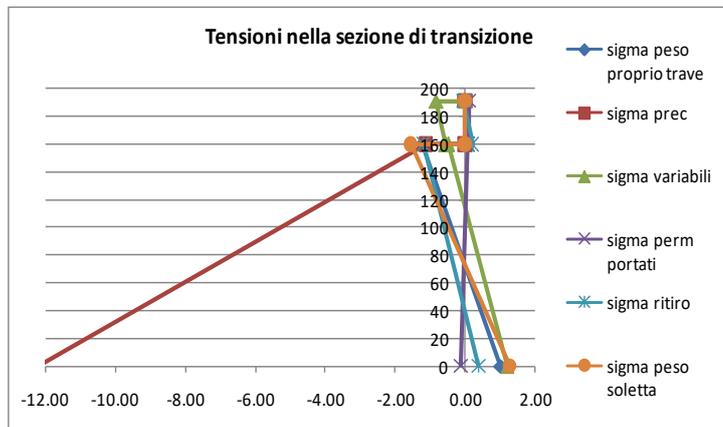
- test cls sup.soletta: si verifica che la tensione di compressione al lembo inferiore della sezione non sia superiore al limite $0.60 * f_{ck}$ per combinazioni rare, $0.45 * f_{ck}$ per combinazioni quasi permanenti.
- test cls inf.soletta: si verifica che la tensione di compressione al lembo inferiore della sezione non sia superiore al limite $0.60 * f_{ck}$ per combinazioni rare, $0.45 * f_{ck}$ per combinazioni quasi permanenti.
- test cls sup.: si verifica che la tensione di compressione al lembo superiore della sezione non sia superiore al limite $0.6 * f_{ck}$ per combinazioni rare, $0.45 * f_{ck}$ per combinazioni quasi permanenti.
- test cls inf.compr.: si verifica che la tensione di compressione al lembo inferiore della sezione non sia superiore al limite $0.6 * f_{ck}$ per combinazioni rare, $0.45 * f_{ck}$ per combinazioni quasi permanenti.
- test cls inf.trazione.: si verifica che la tensione di trazione al lembo inferiore della sezione non sia superiore al limite $0.35 * f_{ctk}$ per combinazioni rare.
- test precompr.: si verifica che la tensione di trazione nell'armatura di precompressione non sia superiore al limite $0.80 * f_{ptk}$.

Tali verifiche sono state effettuate in corrispondenza delle sezioni di seguito descritte.

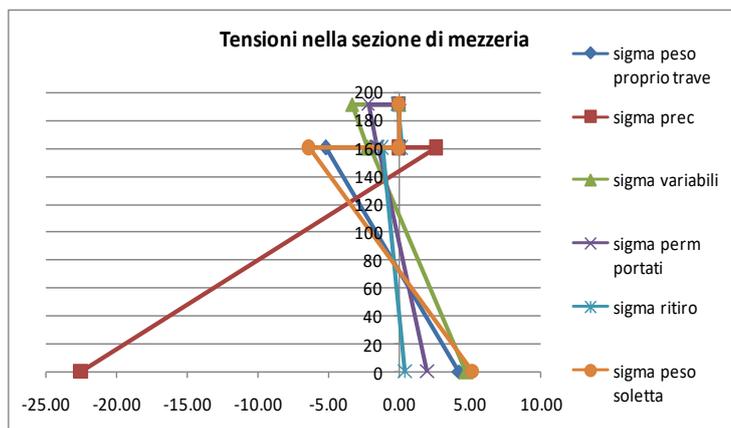
Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26.5m (Lc=24,90m); Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	52 di 108

Sezione 2 – transizione	σ inf trave	σ sup trave	σ inf sol	σ sup sol
σ precompressione	-12.23	-1.13	0.00	0.00
σ peso proprio trave	1.03	-1.23	0.00	0.00
σ peso soletta	1.29	-1.54	0.00	0.00
σ ritiro	0.40	-1.20	0.22	-0.04
σ perm portati	-0.11	0.08	0.09	0.12
σ variabili	1.20	-0.49	-0.55	-0.82



Sezione 3 – mezzeria	σ inf trave	σ sup trave	σ inf sol	σ sup sol
σ precompressione	-22.52	2.61	0.00	0.00
σ peso proprio trave	4.24	-5.24	0.00	0.00
σ peso soletta	5.18	-6.40	0.00	0.00
σ ritiro	0.44	-1.22	0.19	-0.08
σ perm portati	2.00	-1.50	-1.61	-2.17
σ variabili	4.73	-2.02	-2.23	-3.33



6.1.2 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI

Sezione	-	1	2	3	
ascissa x	[m]	0.5	2.3	12.45	
Precompr.	-	Tipo 2	Tipo 2	Tipo 1	
n		5.4	5.4	5.4	Coeff. di omogeneizzazione acciaio da precompressione
A _{cls} =	mmq	1093600	754700	754700	Area lorda sezione CLS
A _P =	mmq	4726	4726	7784	Area armatura di precompressione
A* =	mmq	1118999	780099	796534	Area omogeneizzata (si considera la presenza di armatura lenta)
y _{G,cls} =	mm	759	740	740	Baricentro sezione cls
y _{G,P} =	mm	396	396	288	Baricentro armatura precompressione
y* _{G,cls} =	mm	750	729	716	Baricentro sezione cls omogeneizzata
I _{cls} =	mm ⁴	3.00E+11	2.37E+11	2.37E+11	Inerzia sezione cls
I* _{cls} =	mm ⁴	3.31E+11	2.68E+11	2.45E+11	Inerzia sezione cls omogeneizzata
H _{sez} =	mm	1600	1600	1600	Altezza sezione
y _{sup} =	mm	850	871	884	distanza del lembo sup. da y* _{G,cls}
y _{inf} =	mm	750	729	716	distanza del lembo inf. da y* _{G,cls}
e	mm	355	333	429	Eccentricità cavo risultante
W* _{sup} =	mmc	-3.90E+08	-3.08E+08	-2.77E+08	Modulo di res. Lembo sup.
W* _{inf} =	mmc	4.41E+08	3.68E+08	3.42E+08	Modulo di res. Lembo inf.

6.1.3 FASE 0-1

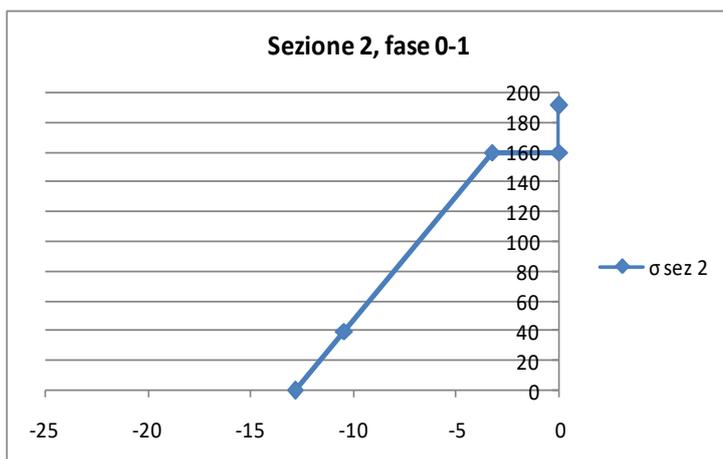
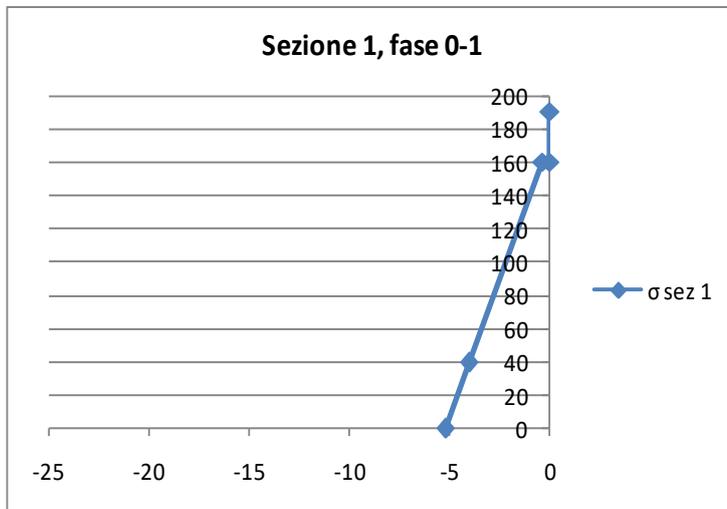
Sezione	-	1	2	3	
ascissa x	[m]	0.5	2.3	12.45	
N _{prec}	[kN]	-6616	-6616	-10898	Precompressione alla tesatura
M _{prec}	[kN-m]	-2346	-2201	-4670	Momento di Precompressione alla tesatura
c - trasferim.	-	0.5	1	1	coefficiente di trasferimento precompressione
N* _{prec}	[kN]	-3308	-6616	-10898	Parte di Precompressione trasferita alla tesatura
M* _{prec}	[kN-m]	-1173	-2201	-4670	Parte di Momento di Precompressione trasferito alla tesatura
M* _{pp}	[kN-m]	161	600	1833	Momento dovuto al peso proprio - L=Ltrave
σ* _{c,sup} =	MPa	-0.36	-3.28	-3.45	Tensione nel cls al lembo superiore della sezione

Cavalcaferrovia al km 2+225
 Impalcato in c.a.p. $L=26.5m$ ($L_c=24,90m$): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	54 di 108

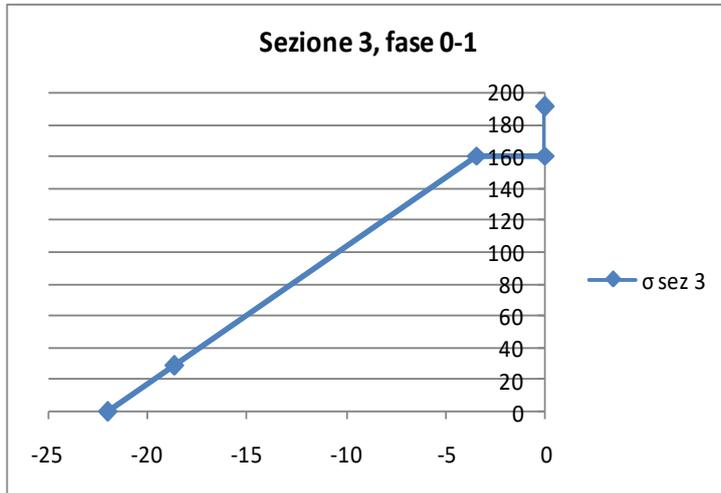
Sezione	-	1	2	3	
ascissa x	[m]	0.5	2.3	12.45	
$\sigma^*_{c,inf} =$	MPa	-5.25	-12.83	-21.97	Tensione nel cls al lembo inferiore della sezione
$\sigma^*_{c,yGp} =$	MPa	-4.04	-10.47	-18.64	Tensione nel cls fibra cavo risultante
$\Delta\sigma_{p0} =$	MPa	0	0	0	Perdite immediate per rientro ancoraggi
$\Delta\sigma_{p0,elast.} =$	MPa	45.27	60.25	117.41	Perdite immediate per deformazione elastica
$\sigma^*_{pi} =$	MPa	-678.29	-1343.75	-1299.82	Tensione nel cavo a perdite iniziali avvenute
test cls sup.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*_{c,sup} > 0,35 \times f_{ctk}$?
test cls inf.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*_{c,inf} < 0,6 \times f_{ck}$?
test precompr.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*_{pi} < \sigma_{p0,max}$?

Si riportano di seguito gli andamenti delle tensioni al termine della fase 0-1.



Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. $L=26.5m$ ($L_c=24,90m$): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	55 di 108



6.1.4 FASE 0-2, TRASPORTO

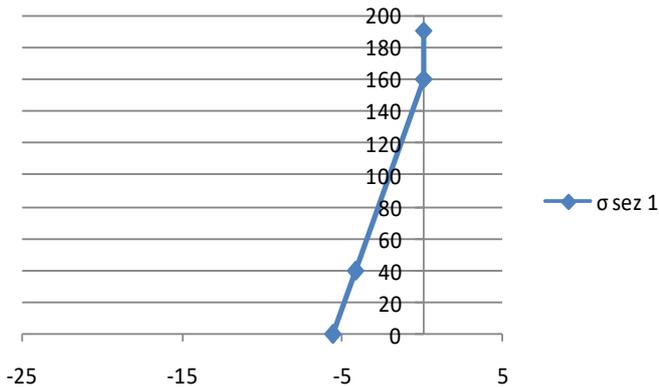
Sezione	-	1	2	3	
ascissa x	[m]	0.5	2.3	12.45	
N_{prec}	[kN]	-6616	-6616	-10898	Precompressione alla tesatura
M_{prec}	[kN-m]	-2346	-2201	-4670	Momento di Precompressione alla tesatura
c - trasferim.	-	0.5	1	1	coefficiente di trasferimento precompressione
N^*_{prec}	[kN]	-3308	-6616	-10898	Parte di Precompressione trasferita alla tesatura
M^*_{prec}	[kN-m]	-1173	-2201	-4670	Parte di Momento di Precompressione trasferito alla tesatura
M^*_{pp}	[kN-m]	0	386	1484	Momento dovuto al peso proprio - $L=L_{trave}$
$\sigma^*_{c,sup} =$	MPa	0.05	-2.59	-2.19	Tensione nel cls al lembo superiore della sezione
$\sigma^*_{c,inf} =$	MPa	-5.61	-13.41	-22.99	Tensione nel cls al lembo inferiore della sezione
$\sigma^*_{c,yGp} =$	MPa	-4.21	-10.73	-19.25	Tensione nel cls fibra cavo risultante
$\Delta\sigma_{p0} =$	MPa	0	0	0	Perdite immediate per rientro ancoraggi
$\Delta\sigma_{p0,elast.} =$	MPa	45.27	60.25	117.41	Perdite immediate per deformazione elastica
$\sigma^*_{pi} =$	MPa	-677.36	-1339.75	-1282.59	Tensione nel cavo a perdite iniziali avvenute
test cls sup.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*_{c,sup} > 0,35 \times f_{ctk}$?
test cls inf.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*_{c,inf} < 0,6 \times f_{ck}$?
test precompr.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*_{pi} < \sigma_{p0,max}$?

Si riportano di seguito gli andamenti delle tensioni al termine della fase 0-2.

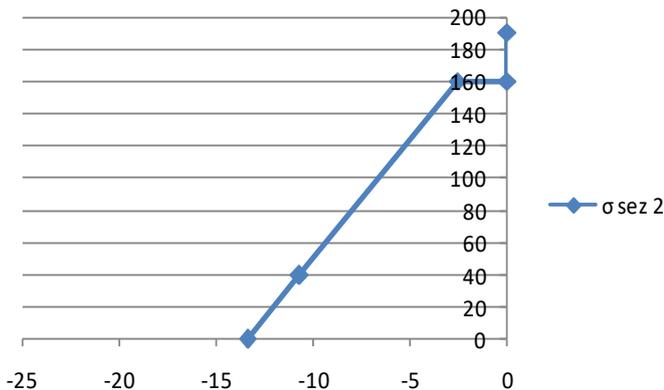
Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26.5m (L_c=24,90m): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	56 di 108

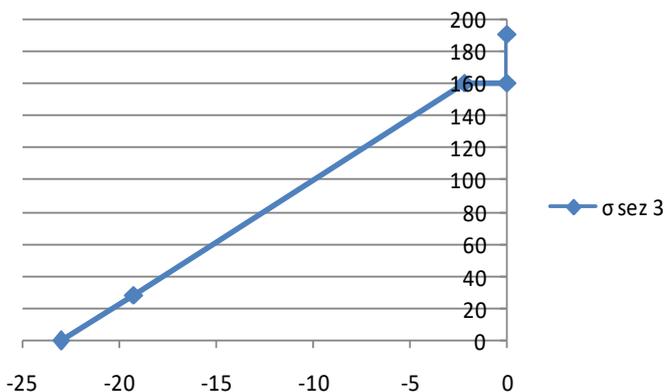
Sezione 1, fase 0-2



Sezione 2, fase 0-2



Sezione 3, fase 0-2



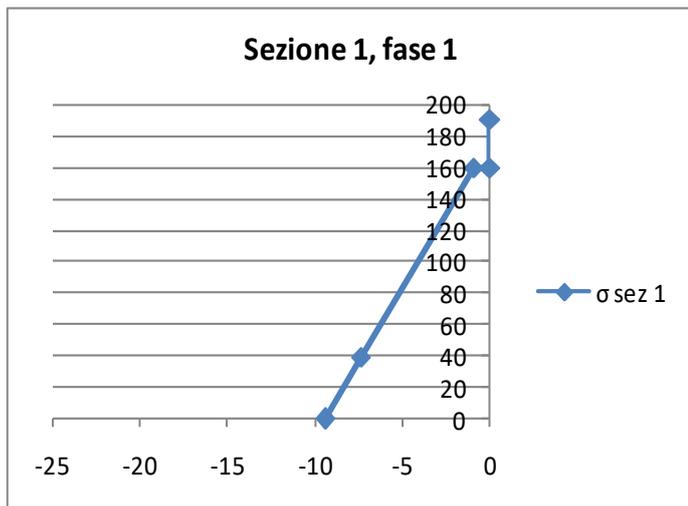
6.1.5 FASE 1

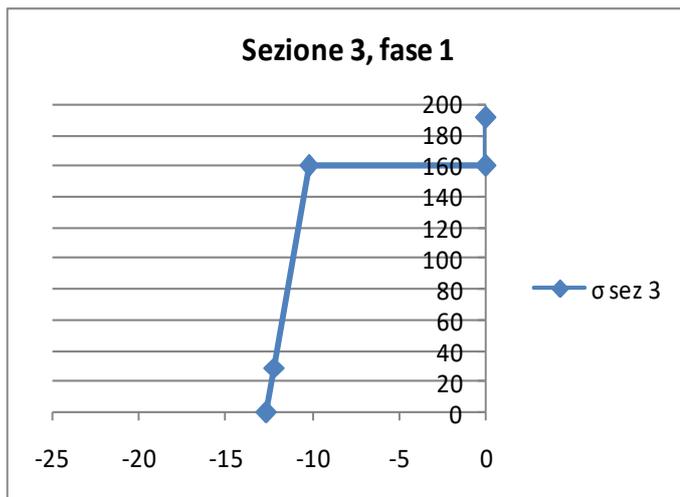
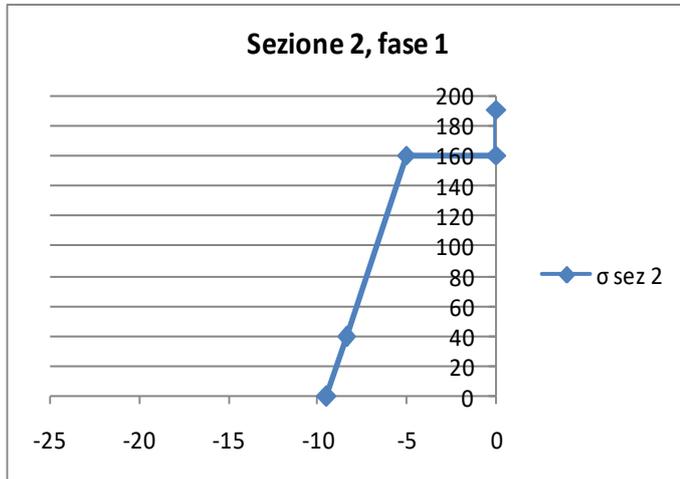
Sezione	-	1	2	3	
ascissa x	[m]	0.5	2.3	12.45	
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	93	93	93	Perdita per rilassamento al tempo t = 500,000h
$\epsilon_{cs,1} =$	-	0.000325	0.000325	0.000325	Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$
$E_p =$	MPa	195000	195000	195000	Modulo elastico di progetto acciaio da prec.
$E_{cm} =$	MPa	36283	36283	36283	Modulo elastico di progetto cls travi
$\varphi_1(t^*, t_0)$	-	1.90	1.90	1.90	Coeff. di viscosità fase 1 (tave prefabbricata)
$A_p =$	mmq	4726	4726	7784	Area armatura di precompressione
$A_c =$	mmq	1093600	754700	754700	Area lorda sezione CLS
$I_c =$	mm ⁴	3.00E+11	2.37E+11	2.37E+11	Inerzia sezione cls
$I^*_{cls} =$	mm ⁴	3.31E+11	2.68E+11	2.45E+11	Inerzia sezione cls omogeneizzata
$Z_{cp} =$	mm	355	333	429	Eccentricità cavo risultante
$n_{cls} =$	-	1.088	1.088	1.088	Area omogeneizzata
$S_{soletta} =$	mm	310	310	310	Baricentro sezione cls
$b_{sol, coll.} =$	mm	2050	2050	2050	Baricentro armatura precompressione
n		5.4	5.4	5.4	Baricentro sezione cls omogeneizzata
$A_{cls} =$	mmq	1093600	754700	754700	Inerzia sezione cls omogeneizzata
$A_p =$	mmq	4726	4726	7784	Altezza sezione trave + soletta
$A^* =$	mmq	1608849	1269949	1286383	distanza del lembo sup. della soletta da y*G,cls
$y_{G,cls} =$	mm	759	740	740	distanza del lembo inf. della soletta da y*G,cls
$y_{G,p} =$	mm	396	396	288	distanza del lembo sup. della trave da y*G,cls
$y^*_{G,cls} =$	mm	1064	1134	1121	distanza del lembo inf. della trave da y*G,cls
$I^*_{cls+sol} =$	mm ⁴	6.95E+11	6.038E+11	5.912E+11	eccentricità cavo risultante
$H_{sez,tr+sol} =$	mm	1910	1910	1910	Modulo di res. Lembo sup. soletta
$y_{sup, sol} =$	mm	846	776	789	Modulo di res. Lembo inf. soletta
$y_{inf, sol} =$	mm	536	-1134	-1121	Modulo di res. Lembo sup. trave
$y_{sup, trave} =$	mm	536	-1134	-1121	Modulo di res. Lembo inf. trave
$y_{inf, trave} =$	mm	1064	1134	1121	Modulo elastico di progetto acciaio da prec.
e	mm	668	738	834	Area omogeneizzata
$W^*_{sup, sol} =$	mmc	-8.22E+08	-7.78E+08	-7.50E+08	Baricentro sezione cls

Sezione	-	1	2	3	
ascissa x	[m]	0.5	2.3	12.45	
$W_{inf,sol}^*$	mmc	-1.19E+09	-1.17E+09	-1.12E+09	Baricentro armatura precompressione
$W_{sup,trave}^*$	mmc	-1.30E+09	-1.3E+09	-1.23E+09	Baricentro sezione cls omogeneizzata
$W_{inf,trave}^*$	mmc	6.53E+08	5.32E+08	5.27E+08	Inerzia sezione cls omogeneizzata
E_p	MPa	195000	195000	195000	Altezza sezione trave + soletta
Ritiro trave fase 1					
ϵ_{cs}	-	1.46E-04	1.46E-04	1.46E-04	Residuo Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$ nella trave ancora da scontare
$\epsilon_{cs,soletta}$		2.64E-04	2.64E-04	2.64E-04	Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$ nella soletta
$\Delta\epsilon_{cs,soletta}$		0.000118	0.000118	0.000118	Ritiro differenziale Soletta-Trave
E_{cm}	MPa	36283	36283	36283	Modulo elastico di progetto cls travi
$E_{cm,soletta}$	MPa	33346	33346	33346	Modulo elastico di progetto cls soletta
n_{cls}	-	1.088	1.088	1.088	Coeff. omogeneizzazione tra cls soletta e CAP
$E'_{cm,soletta}$	MPa	12442	12442	12442	Modulo elastico di progetto cls soletta (eff.viscosi)
$\sigma_{c,soletta}$	MPa	1.4651	1.4651	1.4651	Tensioni fittizia da ritiro nella soletta
$N_{Ritiro\ differenziale}$	[kN]	-931	-931	-931	Sforzo assiale da ritiro differenziale Soletta-Trave
$M_{Ritiro\ differenziale}$	[kN-m]	667	601	613	Momento dovuto al ritiro differenziale Soletta-Trave
$\Delta\sigma_{c,sup,Sol}$	MPa	-1.39	-1.51	-1.54	Variazione di tensione Lembo sup. soletta
$\Delta\sigma_{c,inf,Sol}$	MPa	-1.14	-1.25	-1.27	Variazione di tensione Lembo inf. soletta
$\Delta\sigma_{c,sup,Trave}$	MPa	-1.09	-1.20	-1.22	Variazione di tensione Lembo sup. trave
$\Delta\sigma_{c,inf,Trave}$	MPa	0.44	0.40	0.44	Variazione di tensione Lembo inf. trave
$\Delta\sigma_{c,yGp}$	MPa	0.06	0.00	0.14	Variazione di tensione fibra corrisp. al cavo
$\Delta\sigma_{pi,rit}$	MPa	-0.33	-0.01	-0.76	Variazione di tensione nel cavo
Sollecitazioni di fase 1					
ψ_2	-	0.00	0.00	0.00	Coeff. di combinazione carico variabile
M_Q	[kN-m]	0	0	0	Momento dovuto ai carichi variabili - L=Lappoggi
M_{pp}	[kN-m]	0	379	1453	Momento dovuto al peso proprio - L=Lappoggi
$M_{soletta}$	[kN-m]	0	475	1774	Momento dovuto al getto della soletta
$\sigma_{p,i}$	MPa	-1400	-1400	-1400	$\sigma_p - \Delta\sigma_{p0}$ (tens. Alla tesatura-perdite per rientro ancoraggi)
N_{prec}	[kN]	-6616	-6616	-10898	Precompressione iniziale
M_{prec}	[kN-m]	-2346	-2201	-4670	Momento di precompressione iniziale

Sezione	-	1	2	3	
ascissa x	[m]	0.5	2.3	12.45	
$\sigma_{c,QP} =$	MPa	-7.42	-8.42	-12.22	Tensione nel cls in corrisp. del cavo
$\Delta\sigma_{p,c+s+r}$	MPa	166.04	215.88	246.12	Perdite per rit. visc. e rilassamento
ΔN_{prec}	[kN]	785	1020	1916	Riduzione precompressione
$\sigma_{c,sup} =$	MPa	-1.00	-5.10	-10.25	Tensione nel cls al lembo superiore della sezione
$\sigma_{c,inf} =$	MPa	-9.45	-9.51	-12.65	Tensione nel cls al lembo inferiore della sezione
$\sigma_{c,yGp} =$	MPa	-7.42	-8.42	-12.22	Tensione nel cls fibra cavo risultante
$\sigma_{pi} =$	MPa	-677.36	-1345.44	-1312.91	Tensione nel cavo
test cls sup.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*_{c,sup} > 0,35 \times f_{ctk} ?$
test cls inf.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*_{c,inf} < 0,6 \times f_{ck} ?$
test precompr.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*_{pi} < \sigma_{p0,max} ?$

Si riportano di seguito gli andamenti delle tensioni al termine della fase 1.





6.1.6 FASE 2

Si considerano le perdite da viscosità, ritiro e rilassamento attraverso la formula di interdipendenza, riportata di seguito, ed applicate interamente alla sola trave.

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,qp}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

L'effetto di viscosità relativo al calcestruzzo della soletta viene computato considerando un coefficiente di omogeneizzazione differente, secondo la relazione seguente:

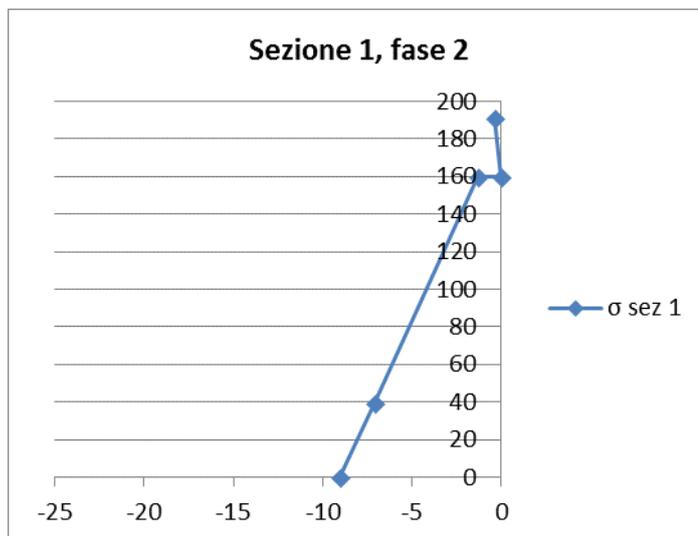
$$n'_{cls} = n_{cls} * (1 + 0,8 * \varphi(t^*, t_0))$$

Sollecitazioni di fase 2					
Sezione	-	1	2	3	
ascissa x	[m]	0.50	2.60	11.70	
ψ_2	-	0.00	0.00	0.00	Coeff. di combinazione carico variabile
M_Q	[kN-m]	0	0	0	Momento dovuto ai carichi variabili - L=Lappoggi
$M_{\text{Permanenti}}$	[kN-m]	236	-54	905	Momento dovuto ai carichi permanenti portati
$\Delta\sigma_{c,\text{sup}, \text{Sol}} =$	MPa	0.42	0.12	-2.17	Variazione di tensione Lembo sup. soletta
$\Delta\sigma_{c,\text{inf}, \text{Sol}} =$	MPa	-0.36	0.09	-1.61	Variazione di tensione Lembo inf. soletta
$\Delta\sigma_{c,\text{sup}, \text{Trave}} =$	MPa	-0.33	0.08	-1.50	Variazione di tensione Lembo sup. trave
$\Delta\sigma_{c,\text{inf}, \text{Trave}} =$	MPa	0.42	-0.11	2.00	Variazione di tensione Lembo inf. trave
$\Delta\sigma_{c,yGp} =$	MPa	0.24	-0.07	1.37	Variazione di tensione fibra corrisp. al cavo
$\Delta\sigma_{pi} =$	MPa	-1.27	0.35	-7.36	Variazione di tensione nel cavo
Rilassamento					
$\Delta\sigma_{pr}$	MPa	0	0	0	Perdita per rilassamento residua (inserire 0, se già scontata nella fase precedente)
Ritiro differenziale trave soletta					
$\epsilon_{cs} =$	-	0.000146	0.000146	0.000146	Residuo Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$ nella trave ancora da scontare
$\epsilon_{cs,\text{soletta}} =$		0.000264	0.000264	0.000264	Deformazione totale da ritiro $\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$ nella soletta
$\Delta\epsilon_{cs,\text{soletta}} =$		0.000118	0.000118	0.000118	Ritiro differenziale Soletta-Trave
$E_{cm} =$	MPa	36283	36283	36283	Modulo elastico di progetto cls travi
$E_{cm,\text{soletta}} =$	MPa	33346	33346	33346	Modulo elastico di progetto cls soletta
$n_{cls} =$	-	1.088	1.088	1.088	Coeff. omogeneizzazione tra cls soletta e CAP
$E'_{cm,\text{soletta}} =$	MPa	12442	12442	12442	Modulo elastico di progetto cls soletta (eff.viscosi)
$\sigma_{c,\text{soletta}} =$	MPa	1.4651	1.4651	1.4651	Tensioni fittizia da ritiro nella soletta
$\Delta\sigma_{c,\text{sup}, \text{Sol}} =$	MPa	1.47	1.47	1.47	Variazione di tensione Lembo sup. soletta
$\Delta\sigma_{c,\text{inf}, \text{Sol}} =$	MPa	1.47	1.47	1.47	Variazione di tensione Lembo inf. soletta
$\Delta\sigma_{c,\text{sup}, \text{Trave}} =$	MPa	0.00	0.00	0.00	Variazione di tensione Lembo sup. trave
$\Delta\sigma_{c,\text{inf}, \text{Trave}} =$	MPa	0.00	0.00	0.00	Variazione di tensione Lembo inf. trave
$\Delta\sigma_{c,yGp} =$	MPa	0.00	0.00	0.00	Variazione di tensione fibra corrisp. al cavo
$\Delta\sigma_{pi,\text{rit}} =$	MPa	0.00	0.00	0.00	Variazione di tensione nel cavo

Viscosità					
$\psi(t^*, t_0)$	-	2.10	2.10	2.10	Coeff. di viscosità fase 2 (soletta)
$n_{cls} =$		1.088	1.088	1.088	Coeff. omogeneizzazione tra cls soletta e CAP
$n'_{cls} =$	-	2.92	2.92	2.92	$n_{cls} \times (1 + 0,8 \times \psi(t^*, t_0))$
$s_{soletta} =$	mm	310	310	310	Spessore soletta
$b_{soletta, collab.} =$	mm	2050	2050	2050	Larghezza collaborante soletta
n	-	5.4	5.4	5.4	Coeff. di omogeneizzazione acciaio da precompressione
$A_{cls} =$	mmq	1093600	754700	754700	Area lorda sezione CLS
$A_{cls, soletta} =$	mmq	6355000	6355000	6355000	Area lorda sezione CLS soletta (comprensiva della predalle, sp. 5cm)
$A_P =$	mmq	4726	4726	7784	Area armatura di precompressione
$A^* =$	mmq	1301779	962879	979314	Area omogeneizzata
$y_{G,P} =$	mm	396	396	288	Baricentro armatura precompressione
$y^*_{G,cls} =$	mm	895	928	915	Baricentro sezione cls omogeneizzata
$I^*_{cls+sol} =$	mm ⁴	4.989E+11	4.331E+11	4.144E+11	Inerzia sezione cls omogeneizzata
$H_{sez, tr+sol} =$	mm	1910	1910	1910	Altezza sezione trave + soletta
$y_{sup, sol} =$	mm	1015	982	995	distanza del lembo sup. della soletta da $y^*_{G,cls}$
$y_{inf, sol} =$	mm	705	672	685	distanza del lembo inf. della soletta da $y^*_{G,cls}$
$y_{sup, trave} =$	mm	705	672	685	distanza del lembo sup. della trave da $y^*_{G,cls}$
$y_{inf, trave} =$	mm	895	928	915	distanza del lembo inf. della trave da $y^*_{G,cls}$
e	mm	499	532	627	eccentricità cavo risultante
$W^*_{sup, sol} =$	mmc	-4.92E+08	-4.41E+08	-4.16E+08	Modulo di res. Lembo sup. soletta
$W^*_{inf, sol} =$	mmc	-6.61E+08	-6.00E+08	-5.64E+08	Modulo di res. Lembo inf. soletta
$W^*_{sup, trave} =$	mmc	-7.08E+08	-6.45E+08	-6.05E+08	Modulo di res. Lembo sup. trave
$W^*_{inf, trave} =$	mmc	5.57E+08	4.67E+08	4.53E+08	Modulo di res. Lembo inf. trave
$E_p =$	MPa	195000	195000	195000	Modulo elastico di progetto acciaio da prec.
Tensioni totali di fase 2 a cadute avvenute					
$\Delta\sigma_{c, sup, Sol} =$	MPa	0.99	1.59	-0.71	Variazione di tensione Lembo sup. soletta
$\Delta\sigma_{c, inf, Sol} =$	MPa	1.11	1.55	-0.14	Variazione di tensione Lembo inf. soletta
$\Delta\sigma_{c, sup, Trave} =$	MPa	-0.33	-0.33	-0.33	Variazione di tensione Lembo sup. trave
$\Delta\sigma_{c, inf, Trave} =$	MPa	0.42	-0.11	2.00	Variazione di tensione Lembo inf. trave
$\Delta\sigma_{c, yGp} =$	MPa	0.24	-0.07	1.37	Variazione di tensione fibra corrisp. al cavo
$\Delta\sigma_{pi, v} =$	MPa	-1.27	0.35	-7.36	Variazione di tensione nel cavo

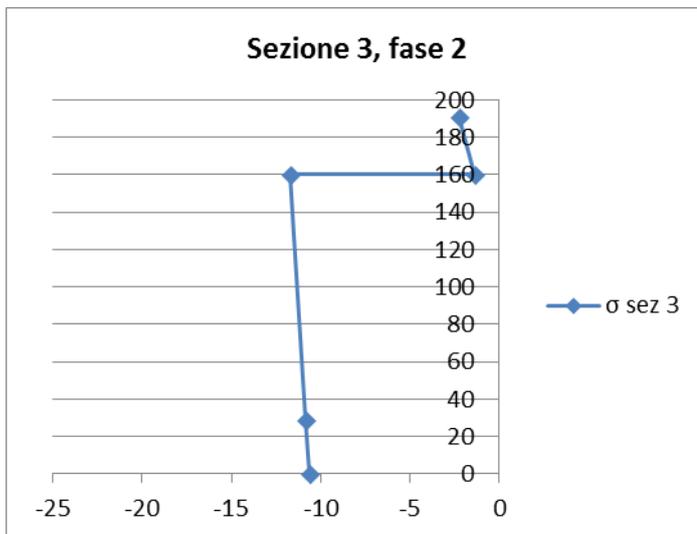
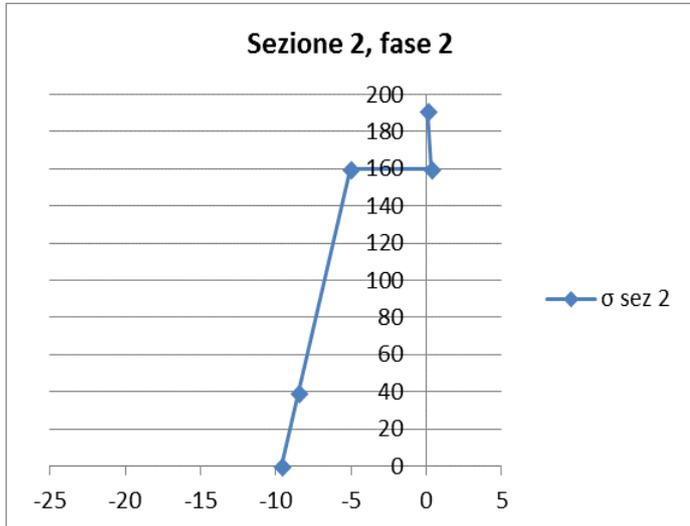
Tensioni totali a cadute avvenute					
$\sigma_{c,sup, Sol} =$	MPa	-0.40	0.08	-2.25	tensione Lembo sup. soletta
$\sigma_{c,inf, Sol} =$	MPa	-0.03	0.31	-1.41	tensione Lembo inf. soletta
$\sigma_{c,sup, Trave} =$	MPa	-1.34	-5.01	-11.75	tensione Lembo sup. trave
$\sigma_{c,inf, Trave} =$	MPa	-9.03	-9.63	-10.66	tensione Lembo inf. trave
$\sigma_{c,yGp} =$	MPa	-7.13	-8.49	-10.85	tensione fibra corrisp. al cavo
$\sigma_p =$	MPa	-678.97	-1345.10	-1339.94	tensione nel cavo
test cls sup.soletta	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c < 0,4 \times fck ?$
test cls inf.soletta	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c < 0,4 \times fck ?$
test cls sup.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c < 0,4 \times fck ?$
test cls inf.compr.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c < 0,4 \times fck ?$
test cls inf.trazione	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c, > 0,35 \times fctk ?$
test precompr.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*p < \sigma_{p0,max} ?$

Si riportano di seguito gli andamenti delle tensioni al termine della fase 2.



Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. $L=26.5m$ ($L_c=24,90m$): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	64 di 108



6.1.7 FASE 3

Sezione	-	1	2	3
ascissa x	[m]	0.75	2.55	8.35

Sollecitazioni di fase 3					
ψ_2	-	1.00	1.00	1.00	Coeff. di combinazione carico variabile
M_Q	[kN-m]	-339	638	2496	Momento dovuto ai carichi variabili - $L=L_{appoggi}$
$M_{Permanenti}$	[kN-m]	0	0	0	Momento dovuto ai carichi permanenti

Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo

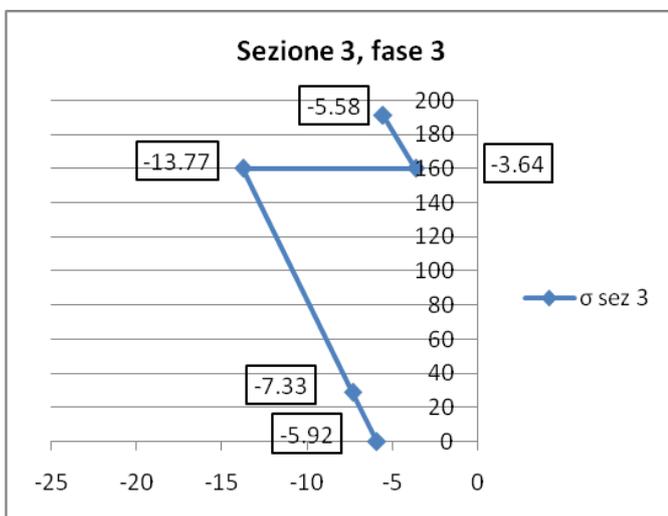
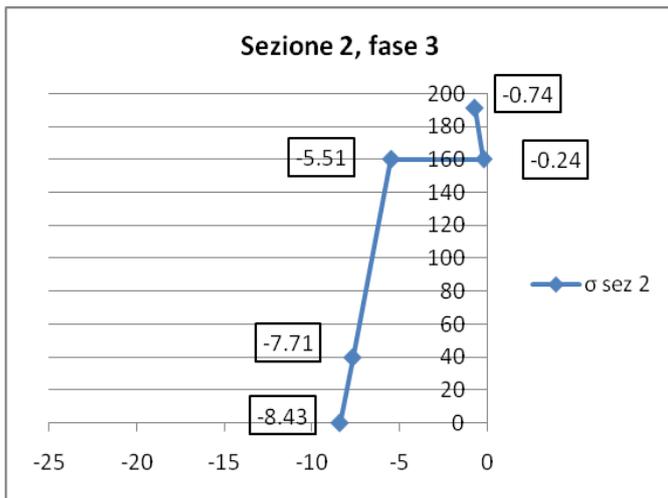
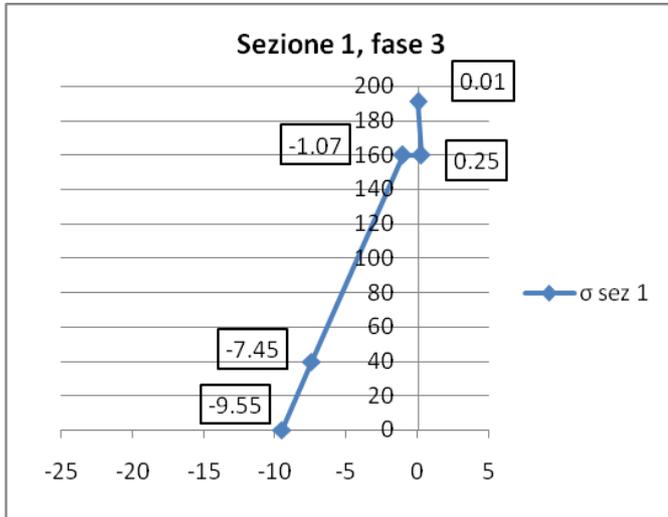
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	65 di 108

Sezione	-	1	2	3	
ascissa x	[m]	0.75	2.55	8.35	
Tensioni totali di Fase 3					
$\Delta\sigma_{c,sup, Sol} =$	MPa	0.41	-0.82	-3.33	Variazione di tensione Lembo sup. soletta
$\Delta\sigma_{c,inf, Sol} =$	MPa	0.29	-0.55	-2.23	Variazione di tensione Lembo inf. soletta
$\Delta\sigma_{c,sup, Trave} =$	MPa	0.26	-0.49	-2.02	Variazione di tensione Lembo sup. trave
$\Delta\sigma_{c,inf, Trave} =$	MPa	-0.52	1.20	4.73	Variazione di tensione Lembo inf. trave
$\Delta\sigma_{c,yGp} =$	MPa	-0.33	0.78	3.52	Variazione di tensione fibra corrisp. al cavo
$\Delta\sigma_p =$	MPa	1.75	-4.19	-18.91	Variazione di tensione nel cavo
Tensioni totali					
$\sigma_{c,sup, Sol} =$	MPa	0.01	-0.74	-5.58	tensione Lembo sup. soletta
$\sigma_{c,inf, Sol} =$	MPa	0.25	-0.24	-3.64	tensione Lembo inf. soletta
$\sigma_{c,sup, Trave} =$	MPa	-1.07	-5.51	-13.77	tensione Lembo sup. trave
$\sigma_{c,inf, Trave} =$	MPa	-9.55	-8.43	-5.92	tensione Lembo inf. trave
$\sigma_{c,yGp} =$	MPa	-7.45	-7.71	-7.33	tensione fibra corrisp. al cavo
$\sigma_p =$	MPa	-677.21	-1349.29	-1339.94	tensione nel cavo
test sup.soletta cls	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c < 0,4 \times fck ?$
test cls inf.soletta	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c < 0,4 \times fck ?$
test cls sup.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c < 0,4 \times fck ?$
test cls inf.compr.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c < 0,4 \times fck ?$
test inf.trazione cls	-	OK	OK	OK	$\sigma^*c, > 0,35 \times fctk ?$
test precompr.	-	OK	OK	OK	$\sigma^*p < \sigma_{p,max} ?$

Si riportano di seguito gli andamenti delle tensioni al termine della fase 3.

Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26.5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	66 di 108



6.1.8 VERIFICHE S.L.E. FESSURAZIONE

Per la verifica della trave in c.a.p., data la classe di esposizione XC4 a cui corrispondono condizioni ambientali "aggressive", e il tipo di armatura "sensibile" (per le travi in c.a.p.), secondo i criteri esposti al §4.1.2.2.4.5 delle NTC2008 (rif.[1]), lo stato limite di fessurazione si ritiene verificato se si rispettano le seguenti condizioni:

- ✓ per la combinazione frequente viene rispettato il limite di apertura delle fessure $w_1=0,2\text{mm}$
- ✓ per la combinazione quasi permanente viene rispettato il limite di decompressione.

Secondo il §4.1.2.2.4.1 delle Norme Tecniche lo stato limite di formazione delle fessure si ha quando la tensione massima di trazione della sezione supera:

$$\frac{f_{ctm}}{1.2} = 3.2 \text{ MPa, per la trave in cap}$$

$$\frac{f_{ctm}}{1.2} = 2.5 \text{ MPa, per la soletta in ca}$$

Le tensioni relative alla trave in cap non sono mai di trazione.

La tensione massima di trazione per la soletta (al lembo inferiore) vale
 $\sigma_{c,inf, sol} = 0.25 \text{ MPa}$ sezione di appoggio ($x=0.50\text{m}$)

Si ha quindi che le combinazioni frequenti non portano mai alla formazione di fessure in quanto già nelle combinazioni rare la tensione massima non supera il valore sopra riportato.

7 EFFETTI GLOBALI SU IMPALCATO – VERIFICHE AGLI SLU

Si riporta di seguito la verifica allo SLU per presso-flessione retta della sezione 3 (mezzeria) della trave composta di bordo, che è risultata la più sollecitata.

Si riporta inoltre la verifica a taglio con le sollecitazioni di taglio massime (zona di appoggio) dedotta dai modelli di calcolo. A vantaggio di sicurezza è stata considerata comunque la sezione resistente corrispondente alla sezione corrente.

7.1 SOLLECITAZIONI A PRESSOFLESSIONE

Si riportano di seguito le sollecitazioni riscontrate nella sezione di verifica, dovute ai carichi elementari precedentemente descritti.

Fase 1 – peso proprio e getto della soletta

$$M = (M_{pp} + M_{soletta}) * \gamma = 3227 \text{ kNm} * 1.35 = 4356 \text{ kNm}$$

$$N = 0$$

$$\text{Con } \gamma = 1.35$$

Fase 2 e 3 – carichi permanenti portati e di esercizio

$$M_{es,SLU} = M_{traffico} * \gamma_{traffico} + M_{vento} * \gamma_{vento} + M_{termica} * \gamma_{termica} =$$

$$= 2355 * 1.35 + 130 * 0.9 + 105 * 0.72 = 3372 \text{ kNm}$$

$$M = M_{perm} * \gamma_{perm} + M_{rit} * \gamma_{rit} + M_{res.pass.} * \gamma_{res.pass} + M_{es,SLU} =$$

$$= 905 * 1.35 - 613 * 1.2 - 272 * 1.35 + 3372 = 3489 \text{ kNm}$$

$$N_{min} = N_{perm} * \gamma_{perm} + N_{rit} * \gamma_{rit} + N_{res.pass.} * \gamma_{res.pass} + N_{\Delta T,SLU} * \gamma_{termica} =$$

$$= 0 - 931 * 1.2 - 304 * 1.35 - 720 * 0.6 = -2046 \text{ kN (di compressione)}$$

$$N_{max} = N_{perm} * \gamma_{perm} + N_{rit} * \gamma_{rit} + N_{res.pass.} * \gamma_{res.pass} - N_{\Delta T,SLU} * \gamma_{termica} =$$

$$= 0 - 931 * 1.2 - 304 * 1.35 + 720 * 0.6 = -1009 \text{ kN (di compressione)}$$

Di seguito si valutano momento e sforzo assiale complessivo nella condizione più gravosa:

$$M_{E,d} = 4356 + 3489 = 7846 \text{ kNm (somma delle 3 fasi)}$$

$$N_{Ed,max} = -1009 \text{ kN (somma delle 3 fasi); } N_{Ed,min} = -2046 \text{ kN (somma delle 3 fasi)}$$

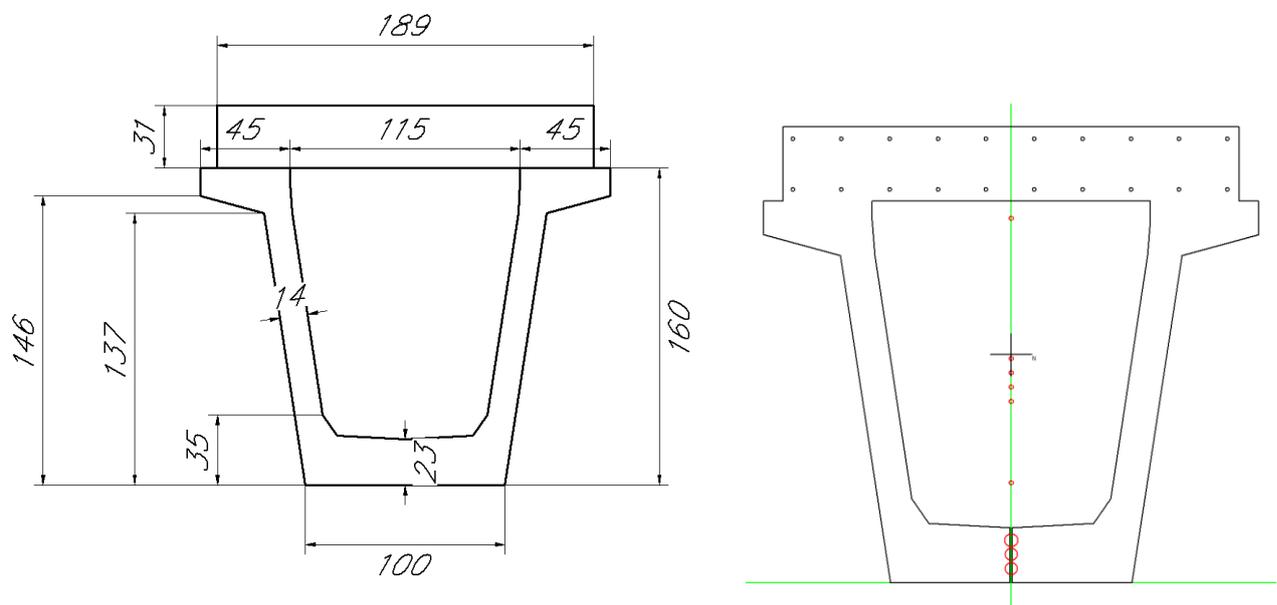
7.2 VERIFICHE DI RESISTENZA

In una trave in c.a.p. raggiunto lo stato limite ultimo, le armature di precompressione raggiungono il loro limite di snervamento oltre il quale si perde l'effetto della precompressione in quanto la tensione non cambia più al variare della deformazione. In tal caso la sezione della trave si comporta come una sezione in c.a. ordinario con l'armatura di precompressione che si comporta come armatura ordinaria. Occorre solamente tener conto del fatto che l'armatura di precompressione all'atto del tiro subisce una deformazione iniziale che va aggiunta alla deformazione provocata dai carichi esterni. Nella verifica, a favore di sicurezza, si trascura il contributo dell'armatura lenta della trave (si considera l'armatura lenta della soletta) e si assume come armatura resistente quella costituita dai soli trefoli.

I cavi di precompressione presenti nella sezione di verifica, a cadute lente esaurite, sono soggetti ad una deformazione media ε_{p0} che risultata pari a 5.51‰, a fronte di una ε di snervamento che, essendo la E dell'acciaio 195000 MPa e la $f_{ptk} / 1.15 = 1617$ MPa, è uguale all' 8.3‰.

7.2.1 VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

In riferimento al seguente schema, si riportano le caratteristiche geometriche della sezione.



Nella verifica si è tenuto conto anche della presenza di armatura lenta, in riferimento allo schema sopra riportato.

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave_cap_lungo

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: SEZ MEZZERIA

N° Vertici: 26 Zoom N° barre: 20 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-94.56	160	1	2.01	-90.42	186.28
2	-102.56	160	2	2.01	-90.42	165
3	-102.56	146	3	2.01	-70.42	165
4	-70.68	137.18	4	2.01	-50.42	165
5	-50	0	5	2.01	-30.42	165
6	-0.5	0	6	2.01	-10.42	165

Armatura Precompressione

N° cavi: 9 Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ_{st} [MPa]
1	2.78	0	153	1100
2	2.78	0	94.1	1100
3	2.78	0	88.1	1100
4	2.78	0	82.1	1100
5	2.78	0	76.1	1100
6	2.78	0	42	1100

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 1009 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0 kNm

Materiali

B450C C25/30

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} 14.17%
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957% $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{cl} 1.829

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Cavo snervato

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

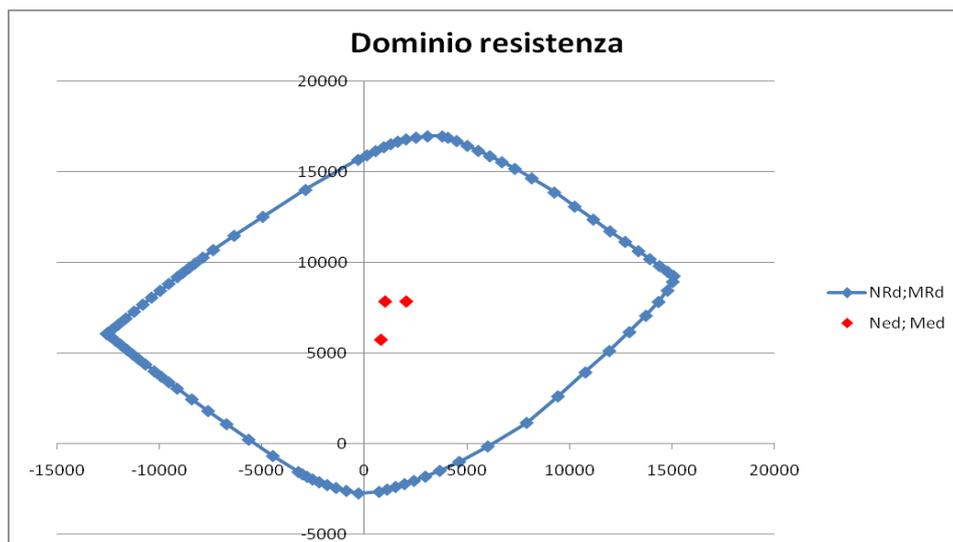
Materiali (cont.)

M_{xRd} 16 408 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s -391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5%
 ϵ_s -1.97%
d 185.3 cm
x 60.13 x/d 0.3245
 δ 0.8456

Armatura Precompressione (cont.)

Trefolo
 ϵ_{su} 31.5%
 f_{yd} 1 409 N/mm²
 E_s/E_c 6
 ϵ_{syd} 7.045%
 $\sigma_{s,adm}$ 1080 N/mm²
 σ_{sp} 1 409 N/mm²
 ϵ_{sp} 12.79% compressa predef.

Si ottiene il seguente dominio di resistenza:



Come si osserva dal grafico sopra riportato, le sollecitazioni ricadono all'interno del dominio di resistenza, quindi la verifica è soddisfatta.

La deformazione dei trefoli è pari a 1.28%, inferiore al limite ultimo $\epsilon_{su} = 3.15\%$, per cui anche questa ulteriore verifica risulta soddisfatta.

7.3 SOLLECITAZIONI A TAGLIO

Si riportano di seguito le sollecitazioni riscontrate nella sezione di verifica, dovute ai carichi elementari precedentemente descritti.

Fase 1 – peso proprio e getto della soletta

$$V = (V_{pp} + V_{soletta}) * \gamma = 689 \text{ kN}$$

$$N = 0$$

$$\text{Con } \gamma = 1.35$$

Fase 2 e 3 – carichi permanenti portati e di esercizio

$$\begin{aligned} V_{es,SLU} &= V_{traffico} * \gamma_{traffico} + V_{vento} * \gamma_{vento} + V_{termica} * \gamma_{termica} = \\ &= 696 * 1.35 + 57 * 0.9 + 0 = 991 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V = V_{perm} * \gamma_{perm} + V_{es,SLU} = 159 * 1.35 + 991 = 1206 \text{ kN}$$

Il taglio complessivo nella condizione più gravosa è pari a:

$$V_{Ed,SLU} = 689 + 634 = 1894 \text{ kN}$$

La tensione di compressione presente è pari a $\sigma_{cp} = 14.17 \text{ MPa}$

7.4 SOLLECITAZIONI DI TORSIONE

Di seguito si riportano le sollecitazioni di torsione agenti sulla trave di bordo, considerata nella verifica di taglio/torsione.

$$T_{Ed,SLU} = T_{perm} * \gamma_{perm} + T_{traffico} * \gamma_{traffico} + T_{vento} * \gamma_{vento} + T_{termica} * \gamma_{termica} = 757 \text{ kN}$$

7.5 VERIFICHE DI RESISTENZA

Si riportano di seguito le verifiche previste per gli SLU.

7.5.1 VERIFICA A TAGLIO

Verifica a taglio per sezioni armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

Resist. Caratteristica	f_{ck}	45	N/mm ²
	f_{cd}	26	N/mm ²
larghezza membratura resistente a V	b_w	280	mm
altezza membratura resistente a V	H	1910	mm
copriferro	c	50	mm
altezza utile	d	1860	mm
area della sezione	A_c	520800	mm ²
tensione di compressione media da precompressione	σ_{cp}	14.2	N/mm ²
	α_c	1.11	
Acciaio B450C	f_{yk}	450	N/mm ²
tensione limite	f_{yd}	391	N/mm ²
diámetro staffe (spille)	ϕ_w	16	mm
Area staffa (spilla)	$A_{\phi w}$	201	mm ²
0.9 d	z	1674	mm
passo delle staffe (spille)	s_w	150	mm
n° bracci		4	
angolo di inclinazione	θ	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	$\cot(\theta)$	1.00	
angolo di inclinazione armatura	α	90	°
	$\cot(\alpha)$	0.00	
	A_{sw} / s_w	5.36	mm ² /mm

Taglio resistente per "taglio trazione"	VR_{sd}	3512	kN
Taglio resistente per "taglio compressione"	VR_{cd}	3310	kN
Taglio resistente minimo tra VR_{sd} , VR_{cd}	V_{rd}	3310	kN

Taglio sollecitante	V_{ed}	1894	kN
---------------------	----------	------	----

V_{ed}	<	V_{rd}
verifica soddisfatta		

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.5.2 VERIFICA A TORSIONE

Verifica a torsione (D.M. 14/01/2008)

Resist. Caratteristica	fck	45	N/mm²
	fcd	26	N/mm²
altezza membratura resistente a T	H	1910	mm
copriferro	c	50	mm
altezza utile	d	1860	mm
area racchiusa perimetro medio	A	1872100	mm²
spessore minimo parete sezione cava	t	140	mm
perimetro medio sezione cava	um	5601	mm
tensione di compressione da precompressione	σcp	14.2	N/mm²
	αc	1.11	
Acciaio B450C	fyk	450	N/mm²
	fyd	391	N/mm²
diámetro barre long	øl	10	mm
numero barre long	nl	56	
area armatura long	Al	4396	mmq
diámetro staffe (spille)	øw	16	mm
Area staffa (spilla)	Aøw	201	mm²
0.9 d	z	1674	mm
passo delle staffe (spille)	sw	150	mm
	n° bracci	2	
angolo di inclinazione	θ	45	°
deve essere compreso tra 1 e 2.5	cot(θ)	1.00	
angolo di inclinazione armatura	α	90	°
	cot(α)	0.00	
	Asw / sw	2.68	mm²/mm

Torsione resistente per "taglio compressione"	TRcd	3342	kNm
Torsione resistente per "taglio trazione armatura trasv"	TRsd	3928	kNm
Torsione resistente per "taglio trazione armatura long"	TRld	1150	kNm
Torsione resistente minimo tra Trsd, TRcd, TRld	Trd	1150	kN

Torsione sollecitante	Ted	757	kN
-----------------------	------------	------------	-----------

Ted	<	Trd
verifica soddisfatta		

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

7.5.3 VERIFICA A TAGLIO-TORSIONE

In riferimento alle sollecitazioni e alle resistenze precedentemente calcolate, si riporta la verifica a taglio-torsione prevista dalla normativa (punto b del par. 4.1.2.1.4 del D.M. 14/01/2008).

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rcd}} + \frac{V_{Ed}}{V_{Rcd}} = \frac{1894}{3310} + \frac{757}{3342} = 0.799 \leq 1$$

La verifica è soddisfatta.

8 VERIFICHE DEI TRASVERSI

8.1 Verifiche tensionali a SLE

Si riportano di seguito le verifiche di resistenza per i trasversi. Si considerano le sollecitazioni dovute ai carichi agenti nelle varie fasi.

Si riportano di seguito le caratteristiche principali del traverso:

- Altezza: 1.51 m
- Spessore soletta: 0.31 m
- Spessore trasverso: 0.40 m
- Precompressione superiore: 1 cavo da 7 trefoli da 0.6"
- Distanza cavo superiore da lembo inferiore del traverso: 0.18 m
- Precompressione inferiore: 1 cavo da 7 trefoli da 0.6"
- Distanza cavo inferiore da estradosso trasverso: 1.17 m

Si effettuano le verifiche relative alle fasi $T = 0$, $T = \infty$ e in condizioni di esercizio.

Nelle fasi $T=0$ e $T=\infty$ si considera la sola porzione del trasverso composta dal prefabbricato. In esercizio si considera anche il contributo della soletta.

Nella figura seguente è riportata la geometria della sezione considerata in fase di esercizio.

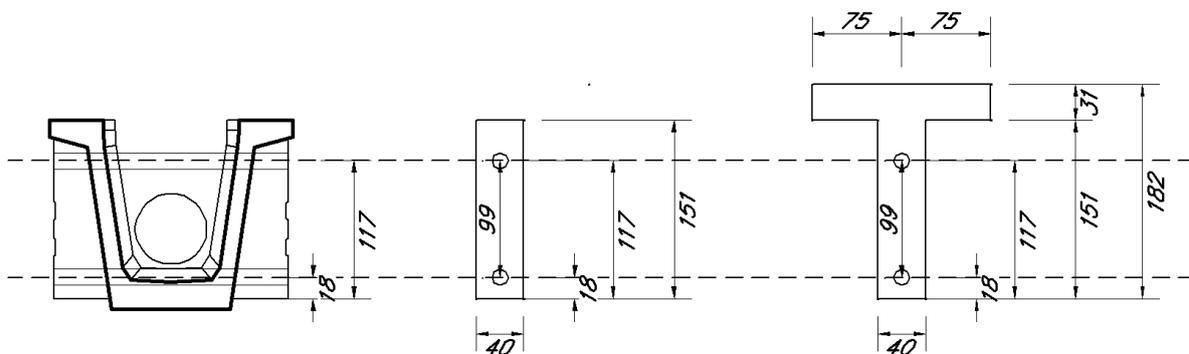


Figura 18 – Sezione rettangolare trasverso a $T=0$ e $T=infinito$, sezione a T in condizione di esercizio

Si adottano i seguenti limiti:

- Limite di compressione per $T=0$ (comb. quasi permanente): $0.45 \cdot f_{ck} = -20.25$ MPa;
- Limite di compressione per $T=\infty$ e in condizione di esercizio (comb. rara) per cap: $0.6 \cdot f_{ck} = -27$ MPa;

- Limite di trazione per il cap (trasverso) = $0.35 \cdot f_{ctk} = 0.93 \text{ MPa}$;
- Limite di trazione per il ca (soletta) = $f_{ctm}/1.2 = 2.5 \text{ MPa}$ (limite di apertura delle fessure).

VERIFICA TRASVERSO T=0

Geometria - sezione rettangolare

sp. trasverso	400	mm	spessore trasverso
h rettangolo	1510	mm	altezza sezione rettangolare (T=0)
h totale	1820	mm	altezza sezione a T (T=infinito)
sp. soletta	310	mm	spessore soletta
L soletta	1500	mm	larghezza soletta

Caratteristiche inerziali

$A_{\text{sez.piena}}$	604000	mmq	area sezione piena
$J_{\text{sez.piena}}$	1.15E+11	mm ⁴	momento d'inerzia sezione piena
$Y_G \text{ sez.piena}$	755	mm	baricentro sezione piena
W_{sup}	-1.52E+08	mmc	modulo di resistenza superiore
W_{inf}	1.52E+08	mmc	modulo di resistenza inferiore

Precompressione

σ_{p0}	1300	MPa	tensione cavi
A_{trefoli}	139	mmq	area trefoli
$n_{\text{trefoli,sup}}$	7	-	numero trefoli cavo sup
$n_{\text{trefoli,inf}}$	7	-	numero trefoli cavo inf
$A_{\text{cavo,sup}}$	973	mmq	Area cavo sup
$A_{\text{cavo,inf}}$	973	mmq	Area cavo inf
$N_{\text{cavo,sup}}$	-1264.9	kN	tiro cavo sup
$N_{\text{cavo,inf}}$	-1264.9	kN	tiro cavo inf
$y_{\text{cavo,sup}}$	1170	mm	quota cavo sup
$y_{\text{cavo,inf}}$	180	mm	quota cavo inf
$e_{\text{cavo,sup}}$	-495	mm	eccentricità cavo sup (<0)
$e_{\text{cavo,inf}}$	495	mm	eccentricità cavo inf (>0)
y_{cavo}	675	mm	baricentro cavo risultante
N	-2530	kN	N di precompressione totale
M	-1252	kNm	M di precompressione totale

Sollecitazioni a T=0

N- ΔN <small>Pelast</small>	-2485	kN	N di precompressione scontato delle perdite elastiche
M- ΔM <small>Pelast</small>	0	kNm	
M _{est}	23	kNm	M esterno (pp trasverso)

Tensioni a T=0

$\sigma_{co,sup}$	-4.27	MPa	tensione lembo sup.
$\sigma_{co,inf}$	-3.96	MPa	tensione lembo inf.

Le perdite elastiche considerate sono le seguenti:

PERDITE ELASTICHE TREFOLI

N _{prec}	2530	kN
E _p	195000	MPa
E _{cap}	36283	MPa
A _p	1946	mmq
η_p	5.4	
μ_i	0.00317	
y _i	78.6	mm
NP ₀	2485	kN
ΔN P _{elast}	44	kN
$\Delta \sigma$ P _{elast}	23	MPa

Nelle successive fasi si considerano le seguenti perdite di precompressione dei trefoli, combinate nel seguente modo:

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,Qp}}{1 + \frac{E_p A_p}{E_{cm} A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}$$

PERDITE PER RITIRO

ε rit	2.82E-04	
ΔN rit [kN]	107.0	KN
$\Delta \sigma_{p,rit}$ [MPa]	55	MPa

PERDITE VISCOSE

Φ visc	2.19	
σ qperm [MPa]	8.04	
Φ ϵ sp	4.85E-04	
ΔN _{p,visc}	184.1	KN
$\Delta \sigma$ _{p,visc}	95	MPa

PERDITE PER RILASSAMENTO

σ _{p0}	1300	MPa
f _{ptk}	1860	MPa
ρ ₁₀₀₀	2.5	%
t inf	5.00E+05	ore
$\mu = \sigma$ _{spi} / f _{tk}	0.7	-
ΔN _{p,ril}	150	KN
% $\Delta \sigma$ _{p,ril}	5.9%	-
$\Delta \sigma$ _{p,ril}	77.0	MPa

PERDITE TOTALI

perdite tot	201	MPa
sigma finale	1099	MPa

VERIFICA TRASVERSO T=inf

Geometria - sezione a rettangolare

sp. traverso	400	mm	spessore trasverso
h rettangolo	1510	mm	altezza sezione rettangolare (T=0)
h totale	1820	mm	altezza sezione a T (T=infinito)
sp. soletta	310	mm	spessore soletta
L soletta	1500	mm	larghezza soletta

Caratteristiche inerziali

A _{sez.piena}	604000	mmq	area sezione piena
J _{sez.piena}	1.148E+11	mm ⁴	momento d'inerzia sezione piena
y _{G sez.piena}	755	mm	baricentro sezione piena
W _{sup}	-1.520E+08	mmc	modulo di resistenza superiore
W _{inf}	1.520E+08	mmc	modulo di resistenza inferiore

Precompressione

σ_{p0}	1099	MPa	tensione cavi depurata dalle perdite a lungo termine
$A_{trefoli}$	139	mmq	area trefolo
$n_{trefoli,sup}$	7	-	numero trefoli cavo sup
$n_{trefoli,inf}$	7	-	numero trefoli cavo inf
$A_{cavo,sup}$	973	mmq	Area cavo sup
$A_{cavo,inf}$	973	mmq	Area cavo inf
$N_{cavo,sup}$	-1069	kN	tiro cavo sup
$N_{cavo,inf}$	-1069	kN	tiro cavo inf
$y_{cavo,sup}$	1170	mm	quota cavo sup
$y_{cavo,inf}$	180	mm	quota cavo inf
$e_{cavo,sup}$	-495	mm	eccentricità cavo sup (>0)
$e_{cavo,inf}$	495	mm	eccentricità cavo inf (<0)
y_{cavo}	675	mm	baricentro cavo risultante

Sollecitazioni a T=inf

$N-\Delta N_{Pelast}$	-2138	kN	N di precompressione a perdite avvenute
$M-\Delta M_{Pelast}$	0	kNm	M di precompressione a perdite avvenute
M_{est}	-527	kNm	M esterno (G1+G2)

Tensioni a T=inf

$\sigma_{co,sup}$	-0.07	MPa	tensione lembo sup.
$\sigma_{co,inf}$	-7.01	MPa	tensione lembo inf.

In condizioni di esercizio si considera la soletta collaborante con il trasverso.

VERIFICA TRASVERSO M est

Geometria - sezione a T

sp. trasverso	400	mm	spessore trasverso
h rettangolo	1510	mm	altezza sezione rettangolare (T=0)
h totale	1820	mm	altezza sezione a T (T=infinito)
sp. soletta	310	mm	spessore soletta
L soletta	1500	mm	larghezza soletta
arm sol omog	20936	mmq	armatura lenta soletta omogen al cls di cap

arm prec omog	10459	mmq	armatura prec omogen al cls di cap
YG arm lenta	1665	mm	baricentro armatura lenta
YG arm prec	850	mm	baricentro armatura precompress

Caratteristiche inerziali

A _{sez,piena cls}	1069000	mmq	area sezione piena
A _{sez,tot omog}	1100395	mmq	
J _{sez,piena}	3.36E+11	mm ⁴	momento d'inerzia sezione piena
YG sez,piena	1151	mm	baricentro sezione piena
YG omog	1157.76	mm	baricentro sezione piena omogen
W _{sup soletta}	-5.07E+08	mmc	
W _{sup}	-9.54E+08	mmc	modulo di resistenza superiore
W _{inf}	2.90E+08	mmc	modulo di resistenza inferiore

Sollecitazioni di esercizio

M _{G1+G2}	-527	kNm	M esterno G1+G2
M _{SLE,rara}	-594	kNm	M esterno G1+G2+variabili SLE

Tensioni condizione di esercizio

σ_{co,sup,sol}	1.17	MPa	
σ_{co,sup}	0.62	MPa	tensione lembo sup.
σ_{co,inf}	-2.05	MPa	tensione lembo inf.

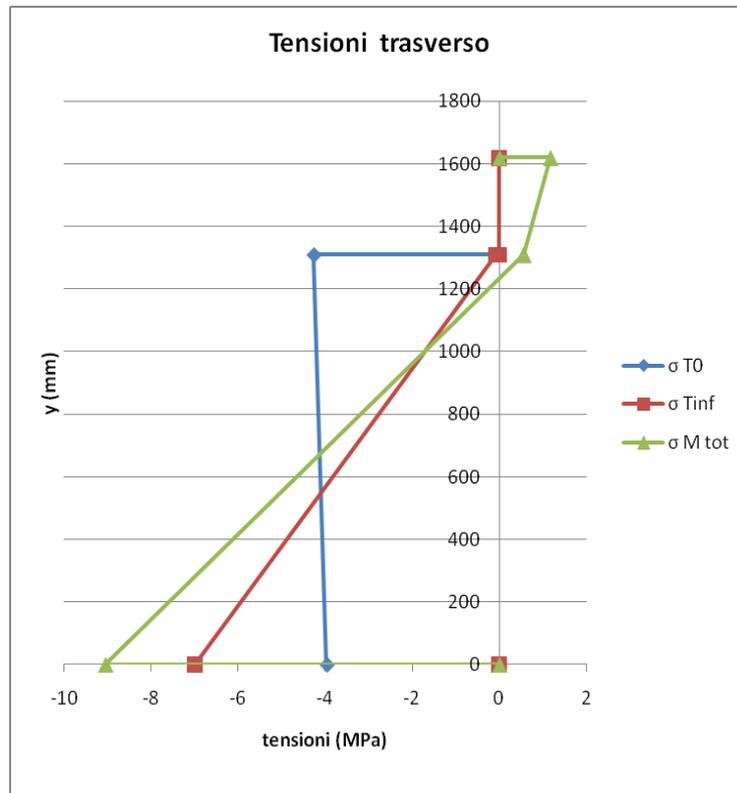
Le tensioni totali sono le seguenti:

	T=0	T=infinito	M est	M tot SLE
σ _{co,sup,soletta}	-	-	1.17	1.17
σ _{co,sup,trasverso}	-4.27	-0.07	0.62	0.55
σ _{co,inf,trasverso}	-3.96	-7.01	-2.05	-9.05

(+ = trazione, - = compressione)

Le verifiche risultano soddisfatte.

Di seguito si riporta l'andamento delle tensioni sulla sezione del trasverso.



8.2 Verifiche SLE a fessurazione

Come si evince dalle tabelle riportate nelle verifiche tensionali il valore della tensione di trazione nel calcestruzzo sia della soletta che del trasverso non superano mai il valore di tensione associato alla "formazione delle fessure" (rif. §4.1.2.2.4.1 DM2008 (rif.[1])):

- Soletta:

$$\sigma_{\max} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t_fess,lim_soletta} = f_{ctm}/1.2 = 3.0 \text{ MPa} / 1.2 = 2.5 \text{ MPa}$$

- Trasverso:

$$\sigma_{\max} = 0.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{t_fess,lim_cap} = f_{ctm} / 1.2 = 3.8 \text{ MPa} / 1.2 = 3.2 \text{ MPa}$$

Le verifiche a fessurazione risultano dunque soddisfatte.

9 VERIFICHE SLE DEGLI SPOSTAMENTI

Secondo le indicazioni del §2.2.3 della specifica RFI sui cavalcaferrovia (rif.[5]) la deformazione sotto l'azione dei carichi verticali in combinazione rara deve rispettare la seguente limitazione:

$$f \leq L/700 = 24.9\text{m}/700 = 0.0356 \text{ m}$$

Il massimo valore dello spostamento verticale ottenuto dal modello agli E.F. risulta pari a 0.0167 m.

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

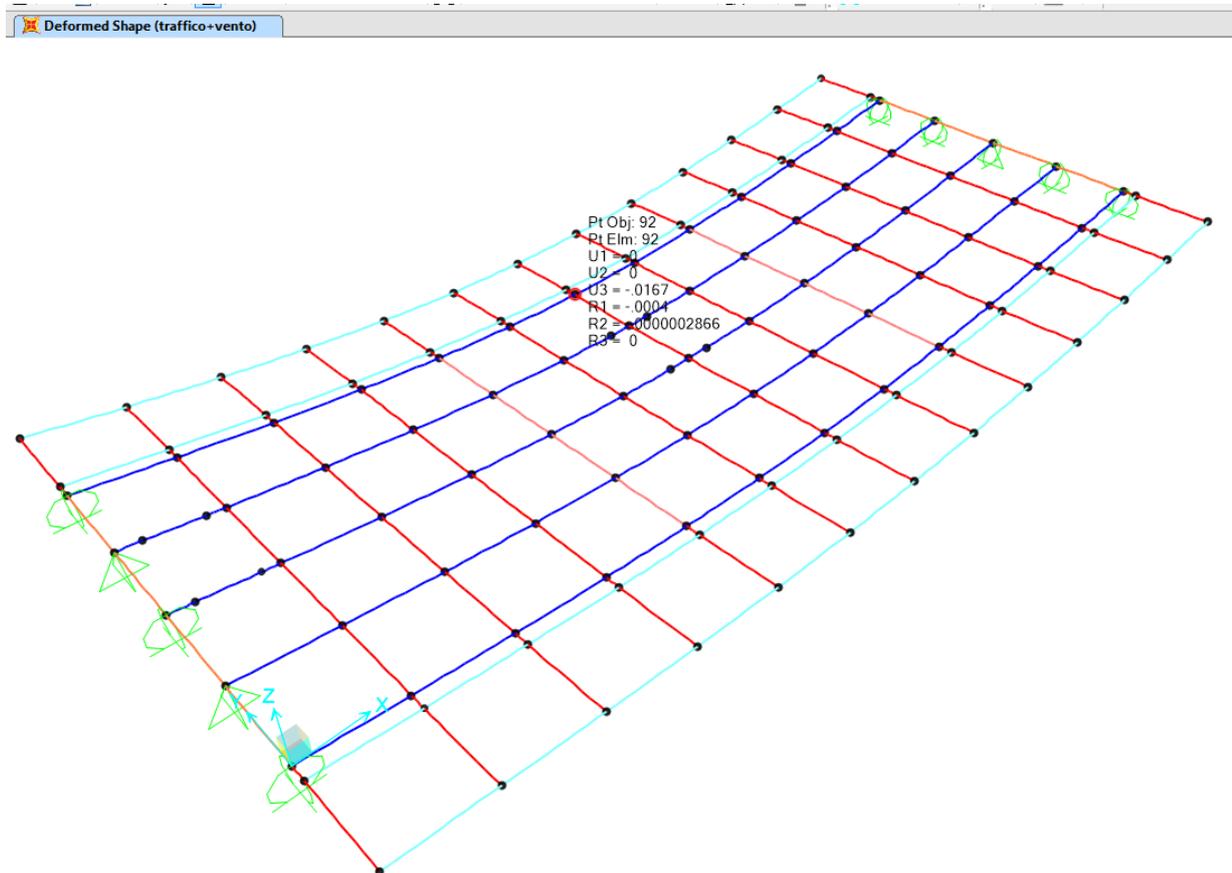


Figura 19 – Deformata dell'impalcato sotto l'effetto dei carichi accidentali (traffico e vento)

10 EFFETTI LOCALI SULL'IMPALCATO – MODELLO TRASVERSALE

10.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La determinazione delle sollecitazioni sulla soletta gettata in opera viene effettuata mediante l'ausilio di un modello piano agli E.F. che schematizza una striscia di 1 m della sezione corrente di impalcato, realizzato mediante l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti SAP2000 (CSI, versione v16).

Il modello agli elementi finiti è costituito da elementi di tipo *frame* che modellano la soletta, le anime e l'ala inferiore dei cassoncini.

Il modello riproduce la geometria e la rigidezza degli elementi che costituiscono l'impalcato nella sua sezione corrente.

Il sistema di riferimento è definito secondo nel seguente modo:

- ✓ asse Y : asse trasversale;
- ✓ asse Z : asse verticale.

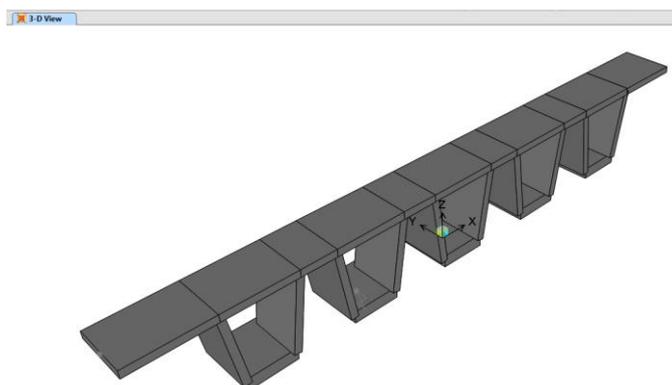


Figura 20 – Vista estrusa del modello 2D agli E.F.

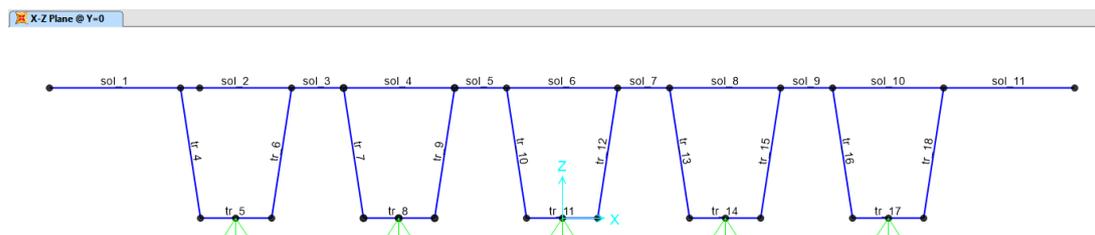


Figura 21 – Modello 2D agli E.F.

10.2 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi delle azioni considerate e applicate al modello di calcolo per l'analisi degli effetti locali trasversali sull'impalcato, in riferimento a quanto descritto al capitolo 5.2 della presente relazione.

10.2.1 PESO PROPRIO (G1)

Il peso proprio delle strutture viene considerato automaticamente dal software di calcolo utilizzato. Il carico delle strutture in c.a. e c.a.p. viene valutato considerando un peso di volume pari a 25 kN/mc.

10.2.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)

I carichi permanenti non strutturali sono costituiti dal peso dei cordoli, delle velette, della pavimentazione, delle barriere di sicurezza, delle reti di protezione, degli impianti.

CORDOLI

Peso unitario	$\gamma =$	25,00	kN/m ³
Spessore	$s =$	0,17	m
Peso distribuito	$p =$	4,25	kN/m ²
Larghezza di calcolo	$i =$	1,00	m
Carico linearmente distribuito sui frame	$p =$	4,25	kN/m

PAVIMENTAZIONE

Peso unitario	$\gamma =$	20,00	kN/m ³
Spessore	$s =$	0,13	m
Peso distribuito	$p =$	2,60	kN/m ²
Larghezza di calcolo	$i =$	1,00	m
Carico linearmente distribuito sui frame	$p =$	2,60	kN/m

VELETTA

Peso unitario	$\gamma =$	25,00	kN/m ³
Area sezione	$A =$	0,1	m ²
Peso distribuito	$p =$	2,50	kN/m
Larghezza di calcolo	$i =$	1,00	m
Carico puntuale	$P =$	2,50	kN

BARRIERE DI SICUREZZA, RETI E IMPIANTI

Peso linearmente distribuito sui frame barriere	$p =$	2,50	kN/m
Peso linearmente distribuito sui frame reti	$p =$	2,50	kN/m
Peso linearmente distribuito sui frame impianti	$p =$	1,00	kN/m

Larghezza di calcolo

$i = 1,00$ m

Carico puntuale

$P = 6,00$ kN

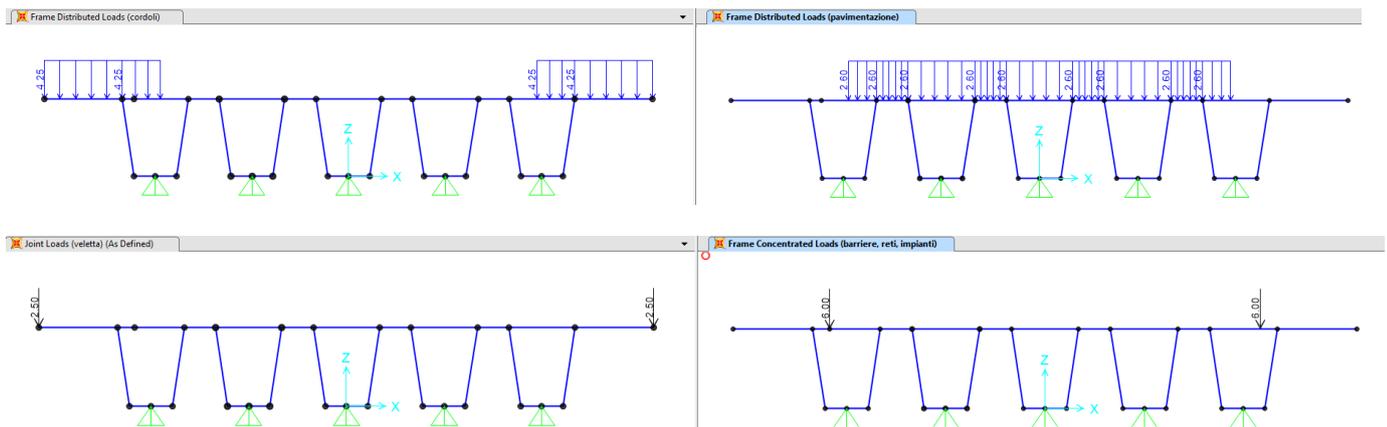


Figura 22 – Applicazione dei carichi permanenti non strutturali (G2) sul modello agli E.F.

10.2.3 CARICHI DA TRAFFICO

Le azioni verticali associate al traffico sono definite dagli *Schemi di Carico* descritti nel §5.1.3.3.3 del DM2008 (rif.[1]).

Gli schemi di carico considerati sono lo *Schema 1*, lo *Schema 2* e lo *Schema 5* (quest'ultimo solo sui marciapiedi) in quanto risultano gli schemi dimensionanti per gli elementi oggetto di verifica. I valori caratteristici sono comprensivi degli effetti dinamici.

Schema 1:

- ✓ Corsia 1: Q1k: 2 assi da 300 kN posti a distanza di 1,20 m
q1k: carico uniforme ripartito di 9,00 kN/m²
- ✓ Corsia 2: Q2k: 2 assi da 200 kN posti a distanza di 1,20 m
q2k: carico uniforme ripartito di 2,50 kN/m²
- ✓ Parte rimanente: qik: carico uniforme ripartito di 2,50 kN/m²

Schema 2:

È costituito da un singolo asse da 400 kN applicato su specifiche impronte di pneumatico di forma rettangolare, di larghezza 0,60 m ed altezza 0,35 m.

Schema 5:

Folla compatta di 5,00 kN/m². Valore di combinazione pari a 2,50 kN/m².

Nell'assegnazione dei carichi verticali da traffico al modello agli E.F. si distingue tra carichi *tandem* e carichi *distribuiti*.

10.2.3.1 SCHEMA DI CARICO 1 - DISPOSIZIONE 1 - CARICHI TANDEM (Q1-1-1) E DISTRIBUITI (Q1-1-2)

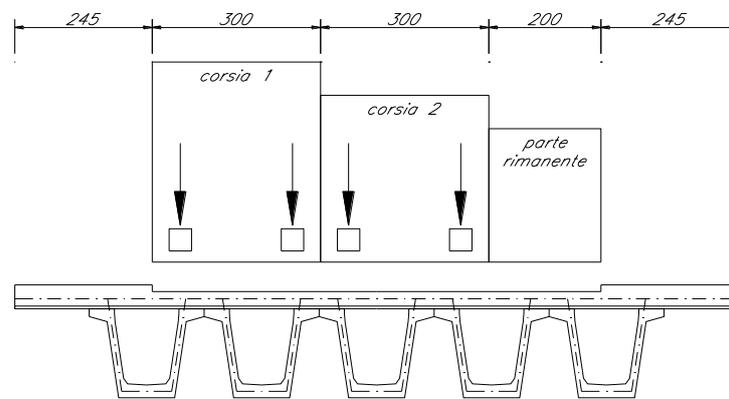


Figura 23 – Schema 1 - Disposizione 1

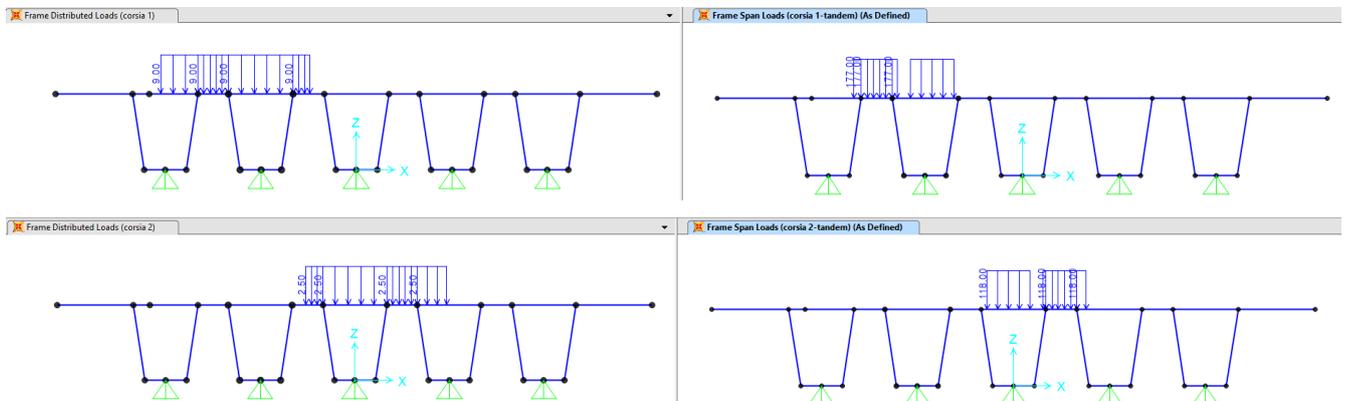
Spessore pavimentazione: 0,13 m

Semi-spessore (medio) soletta = 0,13 m

L impronta diffusa: $0,40 \text{ m} + 2 \cdot (0,13 \text{ m} + 0,13 \text{ m}) = 0,92 \text{ m}$

Carico singola impronta asse corsia 1 = $150 \text{ kN} / (0,92 \text{ m} \cdot 0,92 \text{ m}) = 177 \text{ kN}$

Carico singola impronta asse corsia 2 = $100 \text{ kN} / (0,92 \text{ m} \cdot 0,92 \text{ m}) = 118 \text{ kN}$



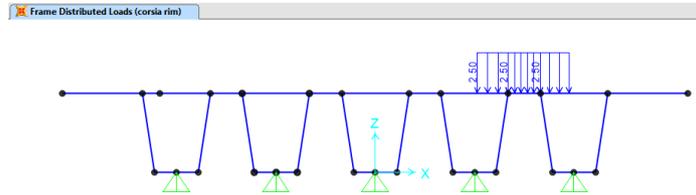


Figura 24 – Assegnazione carichi su modello agli E.F. - Schema 1 - Disposizione 1

10.2.3.2 SCHEMA DI CARICO 1 - DISPOSIZIONE 2 - CARICHI TANDEM (Q1-2-1) E DISTRIBUITI (Q1-1-2)

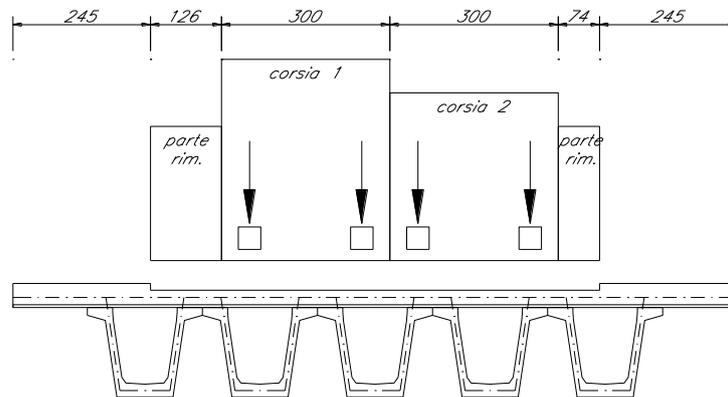


Figura 25 – Schema 1 - Disposizione 1

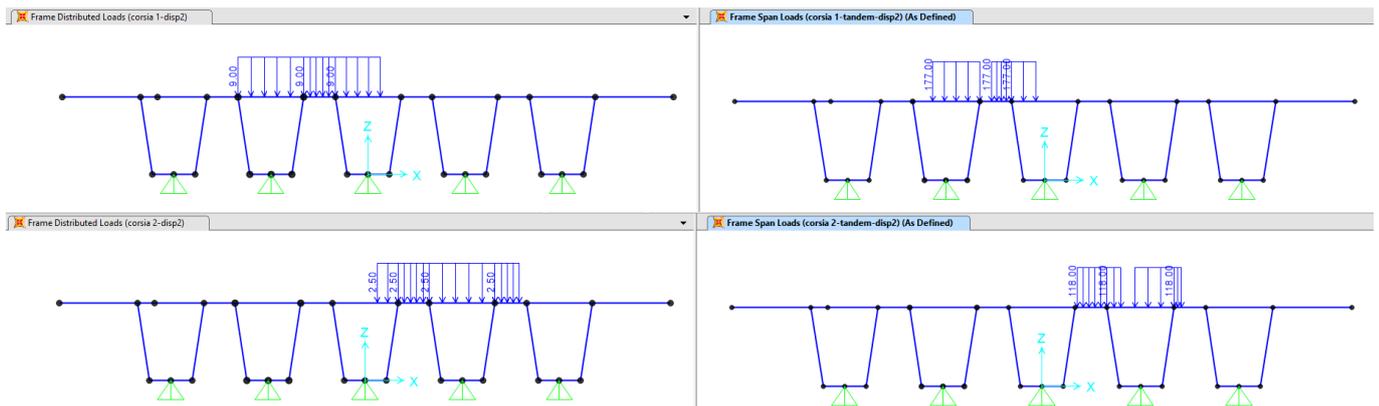
Spessore pavimentazione: 0,13 m

Semi-spessore (medio) soletta = 0,13 m

L impronta diffusa: $0,40\text{ m} + 2 \cdot (0,13\text{ m} + 0,13\text{ m}) = 0,92\text{ m}$

Carico singola impronta asse corsia 1 = $150\text{ kN}/(0,92\text{ m} \cdot 0,92\text{ m}) = 177\text{ kN}$

Carico singola impronta asse corsia 2 = $100\text{ kN}/(0,92\text{ m} \cdot 0,92\text{ m}) = 118\text{ kN}$



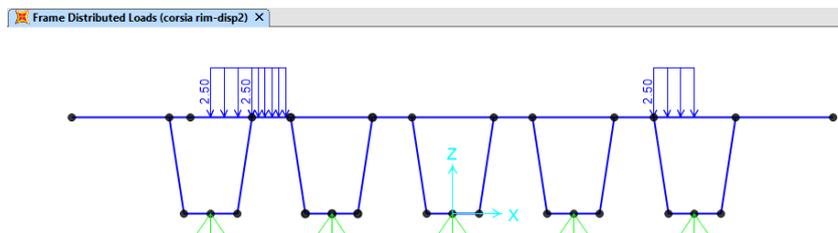


Figura 26 – Assegnazione carichi su modello agli E.F. - Schema 1 - Disposizione 2 - Tandem (Q1-2-1)

10.2.3.3 SCHEMA DI CARICO 2 - DISPOSIZIONE 1 (Q2-1)

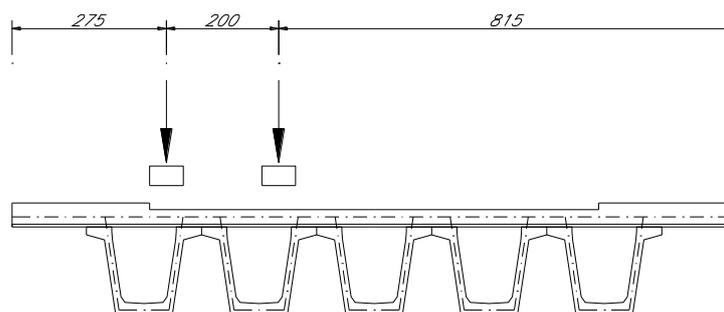


Figura 27 – Schema 2 - Disposizione 1

Spessore pavimentazione: 0,13 m

Semi-spessore (medio) soletta = 0,13 m

L1 impronta diffusa: $0,60\text{ m} + 2 \cdot (0,13\text{ m} + 0,13\text{ m}) = 1,12\text{ m}$

L2 impronta diffusa: $0,35\text{ m} + 2 \cdot (0,13\text{ m} + 0,13\text{ m}) = 0,87\text{ m}$

Carico singola impronta asse = $200\text{ kN} / (1,12\text{ m} \cdot 0,87\text{ m}) = 206\text{ kN}$

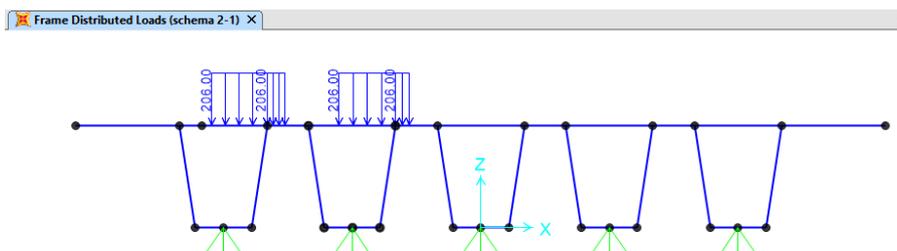


Figura 28 – Assegnazione carichi su modello agli E.F. - Schema 2 - Disposizione 1 (Q2-1)

10.2.3.4 SCHEMA DI CARICO 2 - DISPOSIZIONE 2 (Q2-2)

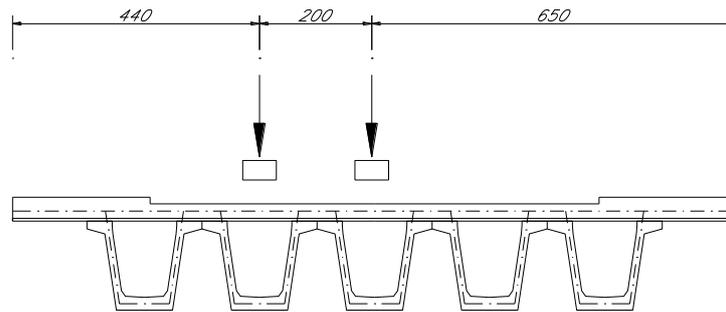


Figura 29 – Schema 2 - Disposizione 2

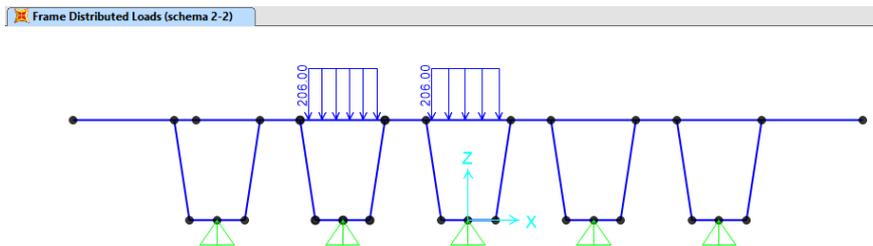


Figura 30 – Assegnazione carichi su modello agli E.F. - Schema 2 - Disposizione 2 (Q2-2)

10.2.3.5 SCHEMA DI CARICO 5 - FOLLA SUI MARCIAPIEDI (Q3)

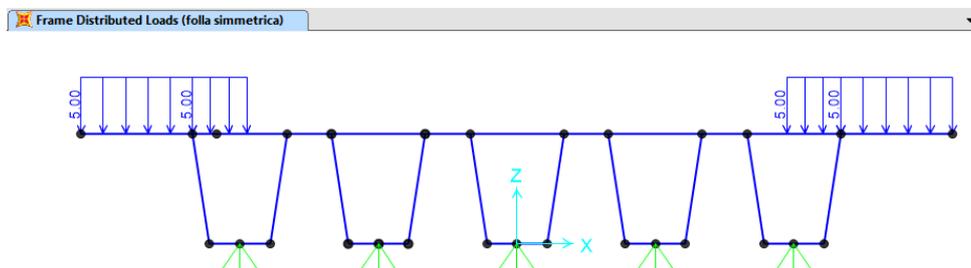


Figura 31 – Assegnazione carichi su modello agli E.F. - Schema 5 (Q3)

10.2.4 AZIONI DA URTO (Q4)

L'azione dell'urto del veicolo in svio si schematizza come una forza orizzontale di 100 kN applicata ad 1,00 m di altezza dal piano viario, a cui viene associato un carico verticale isolato, corrispondente allo Schema di carico 2 (nel caso in esame si associa alle impronte definite per il carico Q2-1).

La forza orizzontale si considera distribuita su un tratto pari a 0,50 m, ed ipotizzando la presenza di un montante ogni 1,50 m, si ottiene:

$$F_h = 100 \text{ kN} / 1,50 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m} = 67 \text{ kN}$$

$$M = 67 \text{ kN} \cdot (1,00 \text{ m} + 0,13 \text{ m} + 0,13 \text{ m}) = 84 \text{ kNm}$$

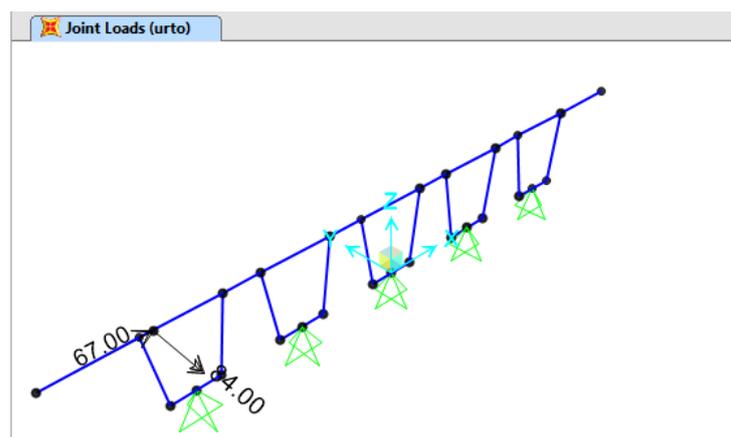


Figura 32 – Assegnazione carichi su modello agli E.F. - Urto (Q4)

10.2.5 AZIONI DEL VENTO (Q5)

L'azione del vento sull'impalcato è rappresentata da una pressione agente in direzione trasversale pari a (rif. §5.2.6)

PRESSIONE DEL VENTO

qb =	455,63 N/m ²
ce =	2,35
cp =	1,68
cd =	1,00
qb = qb · ce · cp · cd =	1,80 kN/m ²

FORZA DEL VENTO

Larghezza di calcolo =	1,00 m
------------------------	--------

Forza distribuita sulle travi =	1,80 kN/m
Altezza sagoma veicolo =	3,00 m
Forza al livello del p.s.=	5,40 kN
Momento distribuito al livello del p.s.=	8,10 kNm

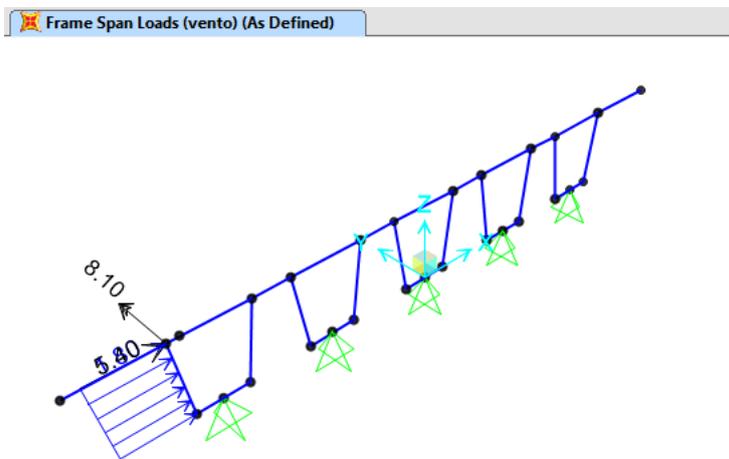


Figura 33 – Assegnazione carichi su modello agli E.F. - Vento (Q5)

10.2.6 VARIAZIONI TERMICHE (Q6)

Per la definizioni delle azioni termiche si rimanda al §5.2.7.

Date le condizioni di vincolo della struttura in esame, le variazioni termiche non inducono effetti significativi in direzione trasversale nella soletta d'impalcato.

10.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Di seguito viene riportata la tabella che riepiloga le condizioni di carico elementari (C.C.E.) considerate.

	C.C.E.	Descrizione
G - Permanenti	G2	Permanenti non strutturali
Q - Variabili da traffico	Q1-1-1	Schema 1 -Disposizione 1 - Tandem
	Q1-1-2	Schema 1 -Disposizione 1 - Distribuiti
	Q1-2-1	Schema 1 -Disposizione 2 - Tandem
	Q1-2-2	Schema 1 -Disposizione 2 - Distribuiti
	Q2-1	Schema 2 -Disposizione 1
	Q2-2	Schema 2 -Disposizione 2
	Q3	Folla su marciapiedi
Q - Eccezionale	Q4	Urto
Q - Variabili	Q5	Vento trasversale

Le combinazioni di calcolo sono state definite sulla base dei criteri enunciati nel §5.1.3.12 del DM2008 (rif.[1]) e per i quali si rimanda al §5.3 della presente relazione.

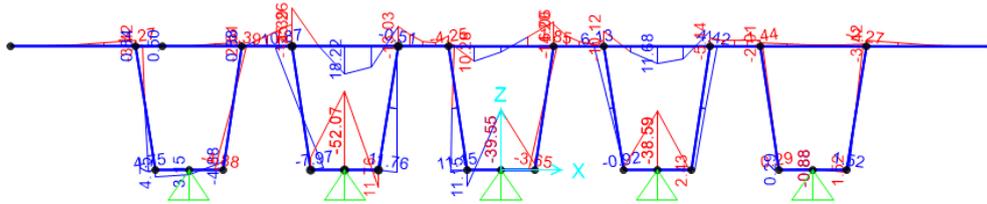
Di seguito si riportano le combinazioni definite per le verifiche della soletta.

	traffico sch.1		traffico sch.1		traffico sch.2		traffico sch.2		folla	urto	vento
	dead	G2	disp 1	disp 2	disp 1	disp 2					
SLU -vento+disp1	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0.675	0	-0.6		
SLU -vento+disp2	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0.675	0	-0.6		
SLU +vento+disp1	1.35	1.35	1.35	0	0	0	0.675	0	0.6		
SLU +vento+disp2	1.35	1.35	0	1.35	0	0	0.675	0	0.6		
SLU_solo folla +vento	1.35	1.35	0	0	0	0	1	0	0.6		
SLU_solo folla -vento	1.35	1.35	0	0	0	0	1	0	-0.6		
Eccezionale_urto	1	1	0	0	1	1	0	1	0		
SLE rara +vento_disp1	1	1	1	0	0	0	0.5	0	0.6		

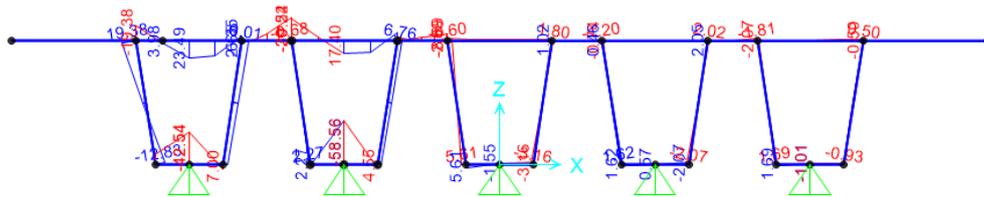
Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. $L=26.5m$ ($L_c=24,90m$); Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	94 di 108

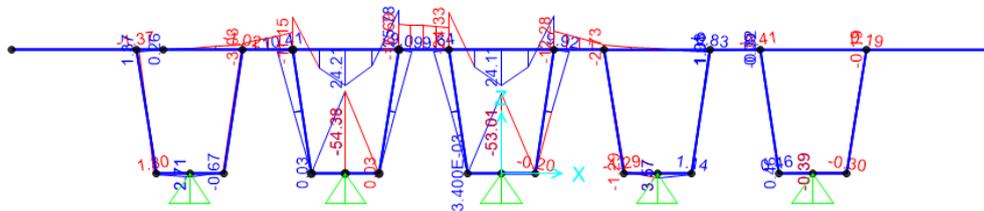
Moment 3-3 Diagram (traffico-disp2)



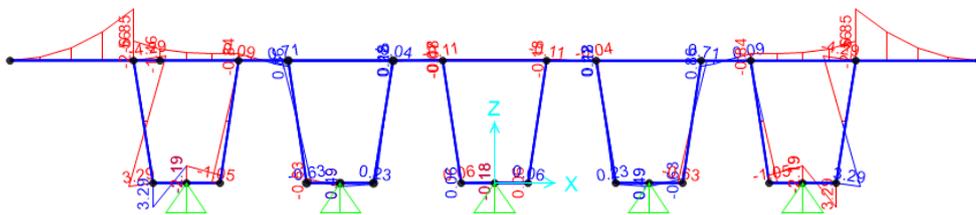
Moment 3-3 Diagram (schema 2-1)



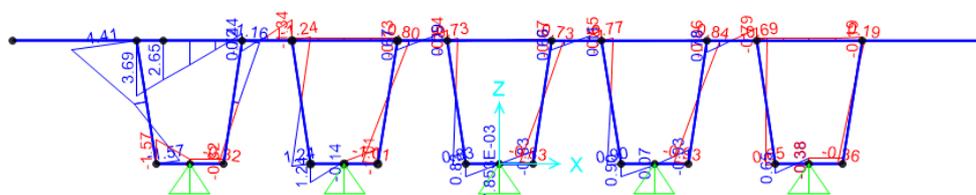
Moment 3-3 Diagram (schema 2-2)



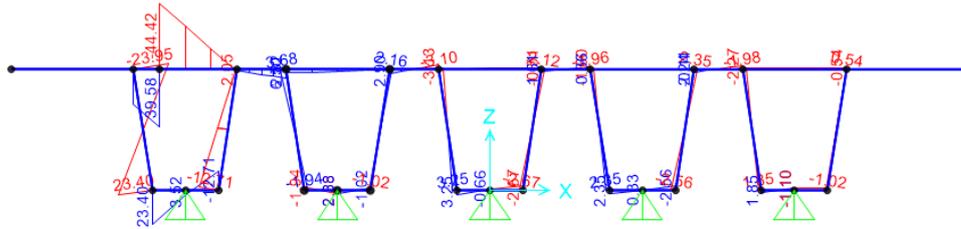
Moment 3-3 Diagram (folla simmetrica)



Moment 3-3 Diagram (vento)



Moment 3-3 Diagram (urto)



10.4.2 SOLLECITAZIONI COMBinate

Le massime sollecitazioni ottenute per le diverse combinazioni definite sono le seguenti:

	Frame	Station	OutputCase	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kNm]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
sbalzo SLU	sol_11	0	SLU solo folla + vento	Combination	0	-33	0	0	0
	sol_2	0	traffico-disp1	Combination	-5	-15	0	0	0
	sol_2	0	eccezionale	Combination	51	-54	0	0	0
	sol_2	0	eccezionale	Combination	51	-54	0	0	0
sbalzo SLE	sol_1	1.655	SLE rara_disp1	Combination	0	19	0	0	0
	sol_11	0.000	SLE freq_disp1	Combination	0	-18	0	0	0
	sol_2	0.000	SLE rara_disp2	Combination	26	-14	0	0	0
	sol_2	0.000	SLE rara_disp1	Combination	15	-29	0	0	0
campata SLU	sol_4	0.695	eccezionale	Combination	3	4	0	0	0
	sol_3	0.330	SLU+vento+disp1	Combination	-21	25	0	0	0
	sol_4	0.695	SLU-vento+disp2	Combination	46	-28	0	0	0
	sol_2	0.695	eccezionale	Combination	-16	-43	0	0	0
campata SLE	sol_4	0.695	SLE rara_disp1	Combination	25	0	0	0	0
	sol_3	0.330	SLE rara_disp1	Combination	-6	15	0	0	0
	sol_4	0.695	SLE rara_disp2	Combination	35	-20	0	0	0
	sol_6	0.695	SLE rara_disp2	Combination	31	26	0	0	0

Si riportano di seguito i diagrammi di involuppo delle sollecitazioni:

Moment 3-3 Diagram (SLU-envelope)

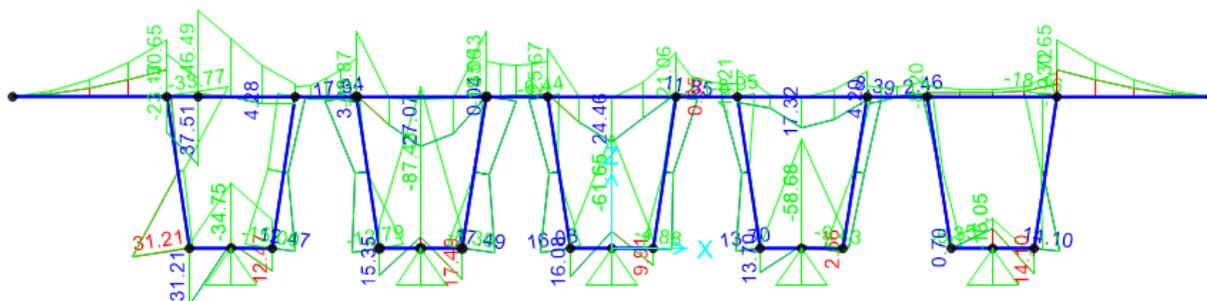


Figura 34 – Momento flettente - Combinazione di inviluppo SLU-STR e SLU-ECC

Shear Force 2-2 Diagram (SLU-envelope)

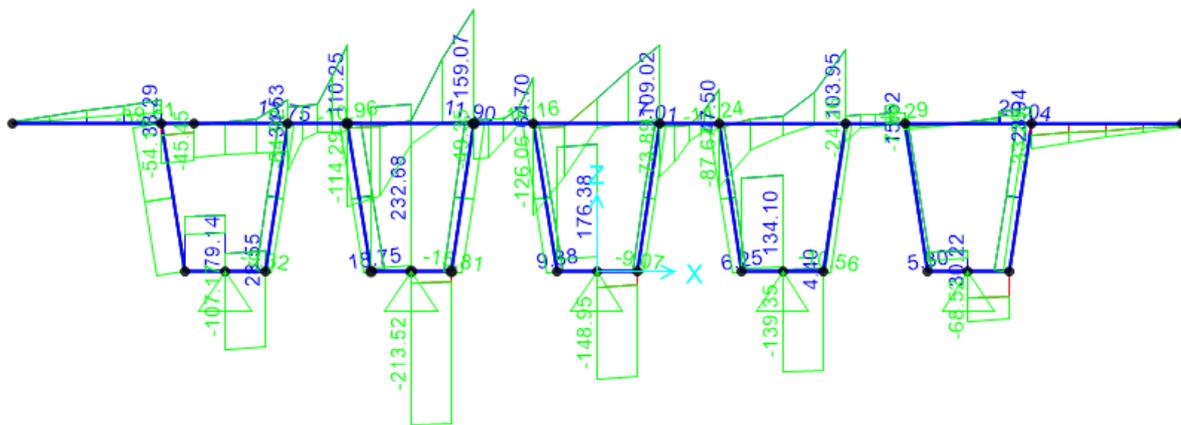


Figura 35 – Taglio - Combinazione di inviluppo SLU-STR e SLU-ECC

Moment 3-3 Diagram (SLE-envelope)

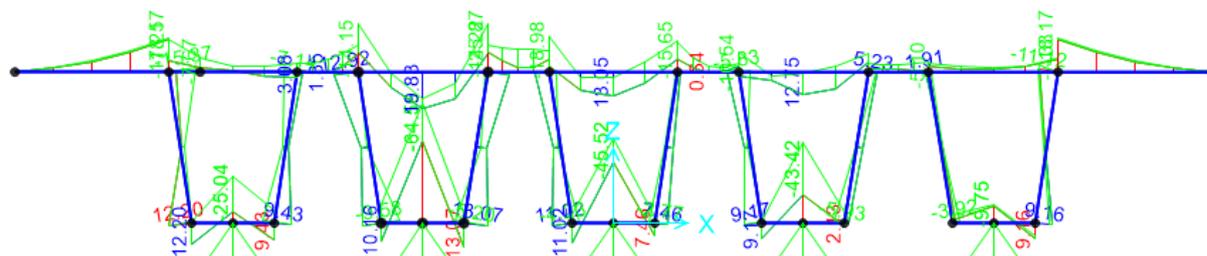


Figura 36 – Momento flettente - Combinazione di inviluppo SLE-Frequente e SLE-Rara

10.5 VERIFICHE SOLETTA

Si effettuano le verifiche allo SLU flessionale e agli SLE (di fessurazione e tensionale) facendo riferimento alla sola sezione gettata in opera, con altezza minima (sezione in prossimità del cordolo) pari a 20cm. Le sollecitazioni considerate nelle verifiche si riferiscono all'involuppo delle massime sollecitazioni corrispondenti alle combinazioni di carico previste.

Le sezioni di verifica sono le seguenti:

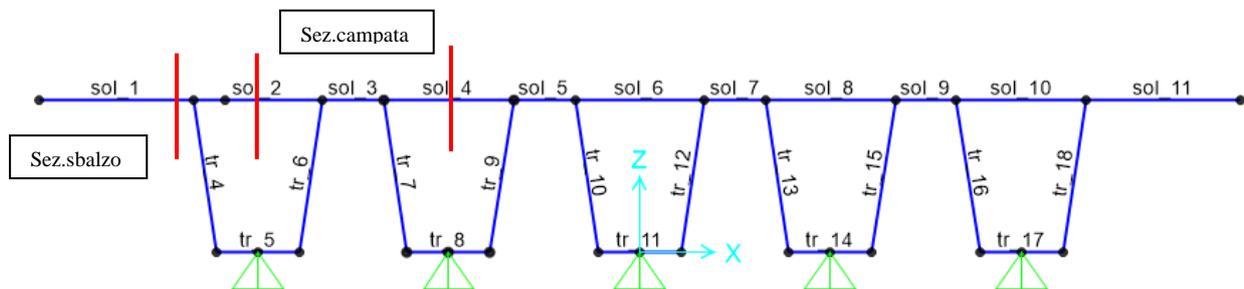


Figura 38 – Sezioni di verifica (“sbalzo” e “campata”)

10.5.1 VERIFICA A FLESSIONE SLU

Si riporta di seguito la verifica a pressoflessione retta delle sezioni più significative della soletta superiore.

Si considera la seguente armatura trasversale.

- Sezione di sbalzo, con momento negativo

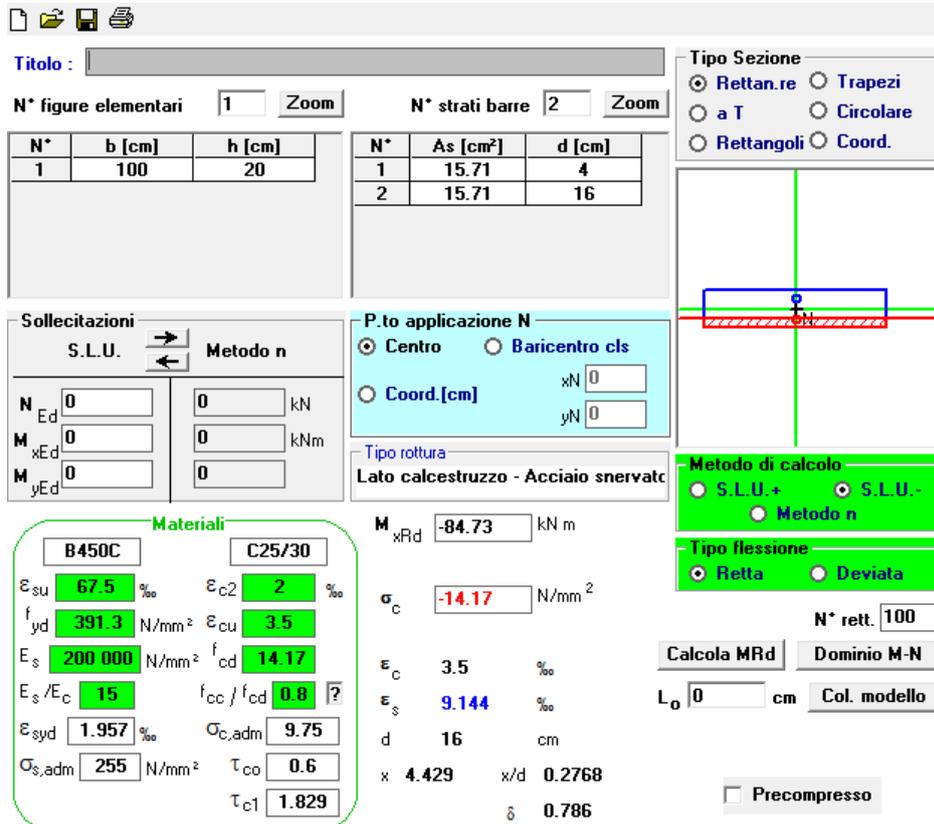
Si dispongono le seguenti armature:

Ø20/20 disposti superiormente

Ø20/20 disposti inferiormente

$$M_{Edmin} = -31 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = -84.73 \text{ kNm}$$



TITOLO : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15.71	4
2	15.71	16

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali
B450C C25/30

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

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

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N
L_o cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

- Sezione di campata, con momento positivo

Si dispongono le seguenti armature:

Ø20/20 disposti superiormente

Ø20/20 disposti inferiormente

$$M_{Edmin} = 27 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd} = 84.73 \text{ kNm}$$

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	20	1	15.71	4
			2	15.71	16

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

Materiali: B450C C25/30

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} 14.17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 84.73 kN m

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 9.144 ‰
 d 16 cm
 x 4.429 x/d 0.2768
 δ 0.786

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

La verifica risulta soddisfatta.

10.5.2 VERIFICA A TAGLIO SLU

Sezione di sbalzo

Verifica a taglio per sezioni rettangolari non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

classe cls	Rck	32	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	fck	27	N/mm ²
	fcd	15	
coeff. parziale	yc	1.5	
larghezza membratura resistente a V	bw	1000	mm
altezza membratura resistente a V	H	170	mm
altezza utile	d	153	mm
area della sezione	Asez	153000	mm ²
diametro ferro longitudinale teso	φl	20	mm
area armatura	Asl	314.2	mm ²
	strato	1	
	passo	200	mm
	nφ/strato	5	
area armatura totale	Af tot	1570.8	mm ²
percentuale di armatura	ρl	0.0103	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	σcp	0.00	N/mm ²
	k	2.00	
	vmin	0.51	
taglio resistente	Vrd1	111	kN
	Vrd2	78	kN

taglio sollecitante	Ved	54	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ _{Rd}	1	
	Vrd	111	kN
	Ved	<	Vrd

verifica

Sezione di campata

Verifica a taglio per sezioni rettangolari non armate a taglio (D.M. 14/01/2008)

classe cls	Rck	32	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	fck	27	N/mm ²
	fcd	15	
	coeff. parziale	yc	1.5
larghezza membratura resistente a V	bw	1000	mm
altezza membratura resistente a V	H	170	mm
altezza utile	d	153	mm
area della sezione	Asez	153000	mm ²
diametro ferro longitudinale teso	φl	20	mm
area armatura	Asl	314.2	mm ²
	strato	1	
	passo	200	mm
	nφ/strato	5	
area armatura totale	Af tot	1570.8	mm ²
percentuale di armatura	ρl	0.0103	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
	σcp	0.00	N/mm ²
	k	2.00	
	vmin	0.51	
taglio resistente	Vrd1	111	kN
	Vrd2	78	kN
taglio sollecitante	Ved	43	kN
	γ_{Rd}	1	
	Vrd	111	kN
	Ved	<	Vrd
verifica			

10.5.3 VERIFICHE A FESSURAZIONE SLE

La verifica SLE a fessurazione si effettua verificando che il massimo valore di apertura delle fessure risulti inferiore ai seguenti valori limite.

Apertura limite: $w_{lim} = w_1 = 0,20$ mm (rif. §2.2.2 specifica RFI per i cavalcaferrovia)

Il massimo valore di apertura delle fessure ottenuto per le combinazioni considerate è il seguente:

$$w_{max} = 0,0614 \text{ mm} \leq 0,20 \text{ mm}$$

La verifica SLE a fessurazione risulta pertanto soddisfatta.

Di seguito si riportano le verifiche per esteso.

Sezione di sbalzo

INPUT	
B sez	1000 mm
h sez	200 mm
y ferro	50 mm
Φ (barre)	20 mm
n.barre	5 -
cls C	32 MPa
x AN	60.8 mm
σs	75 MPa
kt	0.6 -
k1	0.8 -
k2	0.5 -
k3	3.4 -
k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
ε sm -ε cm	2.18E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	2.36E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.0517 mm
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

Sezione di campata

INPUT	
B sez	1000 mm
h sez	200 mm
y ferro	50 mm
Φ (barre)	20 mm
n.barre	5 -
cls C	32 MPa
x AN	60.8 mm
σs	89.2 MPa
kt	0.6 -
k1	0.8 -
k2	0.5 -
k3	3.4 -
k4	0.425 -

OUTPUT	
diff. def. armature-cls	
ε sm -ε cm	2.60E-04 -
distanza max fessure	
s r, max	2.36E+02 mm
ampiezza fessure:	
wk	0.0614 mm
LIMITE	0.20 mm
Sez. verificata	

11 SCARICHI SU APPARECCHI D'APPOGGIO

Di seguito si riportano gli scarichi sugli apparecchi d'appoggio, determinati sulla base dell'analisi dei carichi riportata nei paragrafi precedenti e dei risultati ottenuti dal modello agli E.F.

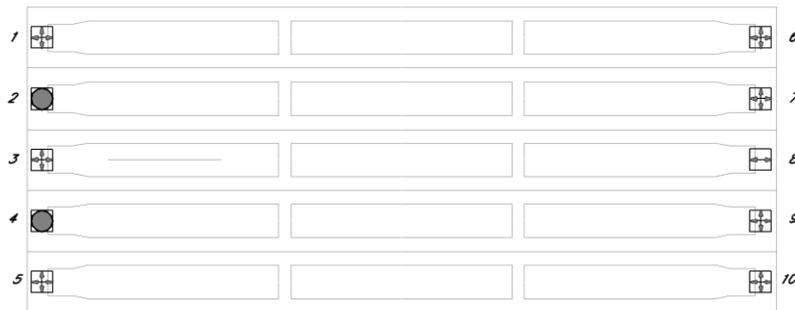


Figura 39 – Schema appoggi

Si riportano di seguito le reazioni su ogni appoggio dovute ai carichi elementari:

		G1			G2			vento		
		V	H trasv	H long	V	H trasv	H long	V	H trasv	H long
1	multi	682	0	0	268	0	0	73	0	0
2	fisso	555	0	0	59	0	0	-20	85	95
3	multi	586	0	0	96	0	0	0	0	0
4	fisso	555	0	0	60	0	0	20	85	-95
5	multi	682	0	0	259	0	0	-73	0	0
6	multi	682	0	0	268	0	0	73	0	0
7	multi	555	0	0	59	0	0	-20	0	0
8	uni	586	0	0	96	0	0	0	134	0
9	multi	555	0	0	60	0	0	20	0	0
10	multi	682	0	0	259	0	0	-73	0	0

		traffico centrato + folla			traffico eccentrico + folla			traffico appoggio + folla		
		Vmax	H trasv	H long	V	H trasv	H long	V	H trasv	H long
1	multi	382	0	0	296	0	0	288	0	0
2	fisso	248	0	0	646	0	0	656	0	0
3	multi	204	0	0	413	0	0	418	0	0
4	fisso	226	0	0	137	0	0	161	0	0
5	multi	85	0	0	46	0	0	77	0	0
6	multi	382	0	0	221	0	0	213	0	0
7	multi	248	0	0	158	0	0	167	0	0
8	uni	204	0	0	107	0	0	113	0	0
9	multi	226	0	0	88	0	0	111	0	0
10	multi	85	0	0	52	0	0	84	0	0

		frenatura		
		V	H trasv	H long
1	multi	0	0	0
2	fisso	0	0	216
3	multi	0	0	0
4	fisso	0	0	216
5	multi	0	0	0
6	multi	0	0	0
7	multi	0	0	0
8	uni	0	0	0
9	multi	0	0	0
10	multi	0	0	0

Si riportano le tabelle riassuntive degli scarichi degli appoggi per ogni tipologia.

Per quanto riguarda le azioni trasmesse ai dispositivi di appoggio dovute al sisma, si rimanda alle relazioni di calcolo delle pile.

Tabella riassuntiva scarichi appoggi _ APPOGGIO FISSO			
	Rz [kN]	R trasv [kN]	R long [kN]
G1	555	0	0
G2	60	0	0
ritiro	0	0	0
temperatura	0	0	0
vento	20	85	95
traffico max + folla	656	0	0
centrifuga	0	0	0
frenatura	0	0	216
SISMA	186	2616	2616

Tabella riassuntiva scarichi appoggi _ APPOGGIO UNIDIREZIONALE			
	Rz [kN]	R trasv [kN]	R long [kN]
G1	586	0	0
G2	96	0	0
ritiro	0	0	0
temperatura	0	0	0
vento	0	134	0
traffico max + folla	204	0	0
centrifuga	0	0	0
frenatura	0	0	0
SISMA	186	2616	0

Tabella riassuntiva scarichi appoggi _ APPOGGIO MULTIDIREZIONALE			
	Rz [kN]	R trasv [kN]	R long [kN]
G1	682	0	0
G2	268	0	0
ritiro	0	0	0
temperatura	0	0	0
vento	73	0	0
traffico max + folla	418	0	0
centrifuga	0	0	0
frenatura	0	0	0
SISMA	186	0	0

TABELLA RIASSUNTIVA SCARICHI FILA SINISTRA APPOGGI			
	Rz	R trasv	R long
G1	3060	0	0
G2	742	0	0
ritiro	0	0	0
temperatura	0	0	0
vento	0	170	0
traffico max + folla	1600	0	0
centrifuga	0	0	0
frenatura	0	0	431
SISMA	928	5232	5232

TABELLA RIASSUNTIVA SCARICHI FILA DESTRA APPOGGI			
	Rz	R trasv	R long
G1	3060	0	0
G2	742	0	0
ritiro	0	0	0
temperatura	0	0	0
vento	0	134	0
traffico max + folla	1145	0	0
centrifuga	688	0	0
frenatura	0	0	0
SISMA	928	2616	0

La tabella seguente riporta i valori massimi, opportunamente arrotondati, degli scarichi per le diverse tipologie di appoggio.

	SLU max			SLV max		
	V	H trasv	H long	V	H trasv	H long
fisso	1740	130	380	810	2620	2620
uni	1200	210	0	870	2620	0
multi	1920	0	0	1140	0	0



ITINERARIO NAPOLI-BARI
RADDOPPIO TRATTA CANCELLO-BENEVENTO
1° LOTTO FUNZIONALE CANCELLO-FRASSO TELESINO E
VARIANTE ALLA LINEA ROMA-NAPOLI VIA CASSINO NEL
COMUNE DI MADDALONI - PROGETTO ESECUTIVO
Interconnessioni Nord su LS Roma-Napoli via Cassino

Cavalcaferrovia al km 2+225
Impalcato in c.a.p. L=26,5m (Lc=24,90m): Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01 E ZZ	CL	IV 03 07 001	A	108 di 108

12 INCIDENZE

Incidenza travi: trefoli	60 kg/ml
Incidenza soletta e getti in opera:	160 kg/m ³