

COMMITTENTE:



DIREZIONE LAVORI:



APPALTATORE:



PROGETTAZIONE:	PROGETTISTA:	DIRETTORE DELLA PROGETTAZIONE
RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO PROGETTISTI	Prof. Ing. MARCO PETRANGELI	Ing. PIETRO MAZZOLI Responsabile integrazione fra le varie prestazioni specialistiche

PROGETTO ESECUTIVO

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

VIADOTTO dal km 7+724 al km 8+114

Viadotto Valle di Maddaloni

Impalcato a struttura mista acc.-cls L=43m doppio binario: Relazione di calcolo

APPALTATORE	SCALA:
Consorzio CFT IL DIRETTORE TECNICO Geom. C Bianchi 11/07/18	<div style="border: 1px solid black; width: 100px; height: 30px; 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	V	I	0	4	0	7	0	0	1	A
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Emissione	A. Coronati	11/07/18	M. Petrangeli	11/07/18	P. Mazzoli	11/07/18	M. Petrangeli	
									11/07/18

File: IF1N.0.1.E.ZZ.CL.VI.04.0.7.001.A.doc

n. Elab.:

**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**

*Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo*

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

E ZZ CL

VI 04 07 001

A

2 di 76

Indice

1	PREMESSA.....	6
2	SCOPO DEL DOCUMENTO	6
3	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
3.1	NORMATIVE	6
3.2	ELABORATI DI RIFERIMENTO	7
4	MATERIALI	7
4.1.1	CALCESTRUZZO PER SOLETTA	7
4.1.2	ACCIAIO PER C.A.....	7
4.1.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	8
4.1.4	ACCIAIO PER PIOLI NELSON	8
5	DESCRIZIONE DELL'OPERA	8
6	ANALISI DEI CARICHI.....	11
6.1	PESO PROPRIO (G1).....	11
6.2	PERMANENTI PORTATI E BALLAST	11
6.2.1	MASSICCIA, ARMAMENTO E IMPERMEABILIZZAZIONE.....	11
6.2.2	BARRIERE ANTIRUMORE	11
6.2.3	CANALETTE IMPIANTI, IMPIANTI E MURETTI PARABALLAST	11
6.2.4	VELETTE.....	12
6.2.5	ALTRE AZIONI PERMANENTI.....	12
6.3	AZIONI VARIABILI	12
6.3.1	TRENI DI CARICO	12
6.3.2	CARICHI SUI MARCIAPIEDI	15
6.3.3	FORZA CENTRIFUGA	15
6.3.4	SERPEGGIO	15

6.3.5	AVVIAMENTO E FRENATURA	16
6.3.6	AZIONI DINAMICHE:.....	16
6.3.7	AZIONI DOVUTE AL DERAGLIAMENTO	17
6.3.8	RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI	18
6.4	AZIONI CLIMATICHE	18
6.4.1	VARIAZIONE TERMICA UNIFORME.....	18
6.4.2	VARIAZIONE TERMICA NON UNIFORME	18
6.4.3	VENTO	19
6.5	AZIONI INDIRETTE	23
6.5.1	RITIRO E VISCOSITÀ	23
6.6	AZIONI SISMICHE	25
7	FASI COSTRUTTIVE E MODELLAZIONE	26
7.1	MODELLAZIONE: GENERALITÀ.....	26
7.1.1	MODELLO FASE 0	27
7.1.2	MODELLO FASE 1	28
7.1.3	MODELLO FASE 2	28
7.2	ANALISI MODALE	29
7.3	COMBINAZIONI DI CARICO	30
8	EFFETTI GLOBALI SU IMPALCATO	32
8.1	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	32
8.1.1	VERIFICHE MODELLO FASE 0	34
8.1.2	VERIFICHE A TEMPO INFINITO	38
8.1.3	CONNETTORI A TAGLIO	42
8.2	VERIFICHE A FATICA	43
9	TRASVERSI	45
10	EFFETTI LOCALI SULL'IMPALCATO – MODELLO TRASVERSALE	49

10.1	ANALISI DEI CARICHI	49
10.1.1	PESO PROPRIO (G ₁)	49
10.1.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI	49
10.1.3	CARICHI VARIABILI	50
10.2	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO	53
10.3	VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO	55
10.3.1	VERIFICHE TENSIONALI.....	56
10.3.2	VERIFICA FESSURAZIONE	57
10.4	VERIFICHE A FATICA	58
11	VERIFICHE DI DEFORMAZIONE	59
11.1	VERIFICA DEFORMAZIONI TORSIONALI (SGHEMBO)	59
11.2	VERIFICA STATO LIMITE DI COMFORT DEI PASSEGGERI.....	59
12	VERIFICA PREDALLES	60
12.1	ANALISI DEI CARICHI	61
12.2	SOLLECITAZIONI E VERIFICHE.....	61
12.3	VERIFICA TRASVERSALE.....	66
13	REAZIONI SUGLI APPOGGI.....	67
13.1	AZIONE SISMICA.....	67
13.1.1	INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO E STRATEGIA DI PROGETTAZIONE	67
13.1.2	AZIONI SISMICHE DI PROGETTO	68
13.1.3	MASSE IMPALCATO	74
13.2	AZIONE SUGLI APPOGGI.....	74
14	INCIDENZE	76

  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 6 di 76

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) oggetto di progettazione esecutiva.

2 SCOPO DEL DOCUMENTO

Nel presente documento di calcolo è riportata l'analisi strutturale relativa agli impalcati ferroviari a struttura mista acciaio calcestruzzo costituiti sostanzialmente da 4 travi metalliche a doppio T accostate e soletta di completamento gettata in opera, di portata teorica pari a 40.8m (interasse fra le pile/fra le pile e le spalle pari a L=43m). Tale tipologia strutturale è frequentemente impiegata nell'ambito del 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) di cui al § 1. Le analisi strutturali anzidette involuppano cautelativamente le peggiori condizioni di impiego, in termini di azioni (sismiche, vento, centrifuga, etc.), della tipologia strutturale in questione.

3 NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

3.1 NORMATIVE

Le principali Normative nazionali ed internazionali vigenti alla data di redazione del presente documento e prese a riferimento sono le seguenti:

Rif. [1] Ministero delle Infrastrutture, DM 14 gennaio 2008, «Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni»

Rif. [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»

Rif. [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

Rif. [4] Istruzione RFI DTC INC CS SP IFS 001 - Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie

Rif. [5] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 002 - Specifica per la progettazione e l'esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria

Rif. [6] Istruzione RFI DTC INC PO SP IFS 003 - Specifica per la verifica a fatica dei ponti ferroviari

Rif. [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

Rif. [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

Rif. [9] Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture, Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento (UNI EN 1991-1-4)

Rif. [10] 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.

Rif. [11] Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra.

  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 7 di 76

3.2 ELABORATI DI RIFERIMENTO

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

4 MATERIALI

Si riportano di seguito i materiali previsti per la realizzazione delle strutture, suddivisi per elemento costruttivo.

4.1.1 CALCESTRUZZO PER SOLETTA

Classe	C32/40		
$R_{ck} =$	40	MPa	resistenza caratteristica cubica
$f_{ck} =$	33.2	MPa	resistenza caratteristica cilindrica
$f_{cm} =$	41.2	MPa	valor medio resistenza cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0.85		coeff. rid. per carichi di lunga durata
$\gamma_M =$	1.5	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{cd} =$	18.81	MPa	resistenza di progetto
$f_{ctm} =$	3.10	MPa	resistenza media a trazione semplice
$f_{ctm} =$	3.72	MPa	resistenza media a trazione per flessione
$f_{ctk} =$	2.17	MPa	valore caratteristico resistenza a trazione
$E_{cm} =$	33642	MPa	Modulo elastico di progetto
$\nu =$	0.2		Coefficiente di Poisson
$G_c =$	14017	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto

4.1.2 ACCIAIO PER C.A.

B450C			
$f_{yk} \geq$	450	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$f_{tk} \geq$	540	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
$f_{yd} =$	391.3	MPa	tensione caratteristica di snervamento
$E_s =$	200000	MPa	Modulo elastico di progetto
$\epsilon_{yd} =$	0.196%		deformazione di progetto a snervamento
$\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$	7.50%		deformazione caratteristica ultima

4.1.3 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA

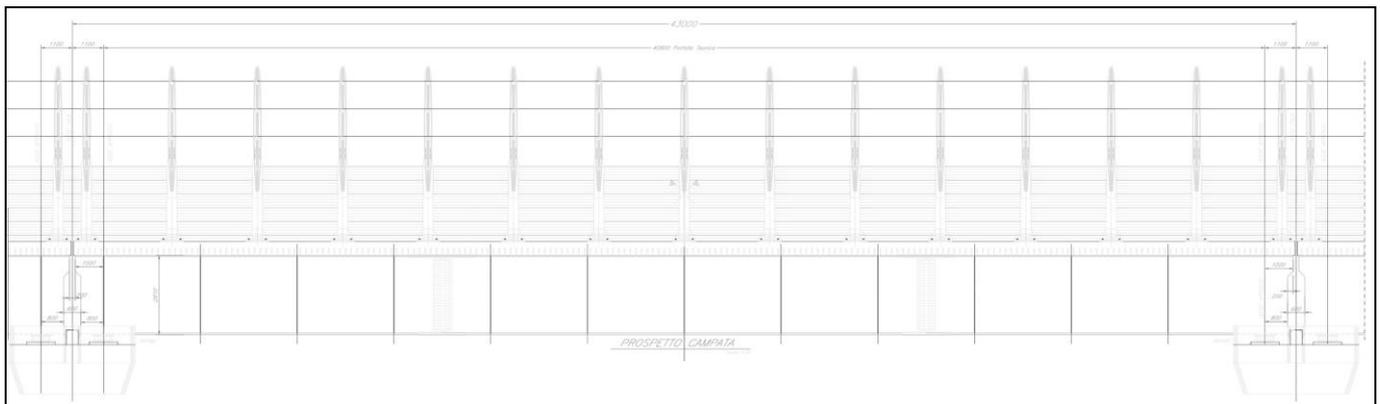
S355			
f_{yk}	355	MPa	tensione caratteristica di snervamento per $t \leq 40\text{mm}$
f_{yk}	335	MPa	tensione caratteristica di snervamento per $t > 40\text{mm}$
γ_s	1.05	-	coefficiente parziale di sicurezza SLU
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	338.1	MPa	tensione di progetto per $t \leq 40\text{mm}$
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$	319	MPa	tensione di progetto per $t > 40\text{mm}$
E_s	210000	MPa	Modulo elastico
ν	0.3		Coefficiente di Poisson
G_c	80769	MPa	Modulo elastico Tangenziale di progetto

4.1.4 ACCIAIO PER PIOLI NELSON

St 37-3K DIN 171000			
f_t	355	MPa	tensione caratteristica di snervamento

5 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'impalcato a doppio binario è realizzato con 4 travi metalliche e soletta gettata in opera. La luce è pari a 43.00 m misurata dall'asse delle pile. La lunghezza complessiva delle travi metalliche è pari a 43 m. La luce tra gli appoggi (portata teorica) è pari a 40.80 m. Lo schema di calcolo è di trave in semplice appoggio. Lo schema degli appoggi, riportato di seguito, prevede un dispositivo sotto ogni trave. La larghezza dell'impalcato è pari a 13.70 m, necessaria al fine di ospitare il *tipologico RFI* per le barriere antirumore. L'armamento è di tipo tradizionale su ballast e l'interasse tra i binari è pari a 4.0 m. Le travi metalliche hanno una altezza complessiva di 2.81m mentre la soletta ha un'altezza variabile fra i 35 ed i 47 cm. Le travi metalliche sono irrigidite da traversi realizzati con angolari accoppiati. Inoltre, sono previste controventature longitudinali superiori ed inferiori lungo l'intero sviluppo sia per aumentare la rigidità globale in esercizio che durante le fasi di montaggio.



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

VI 04 07 001

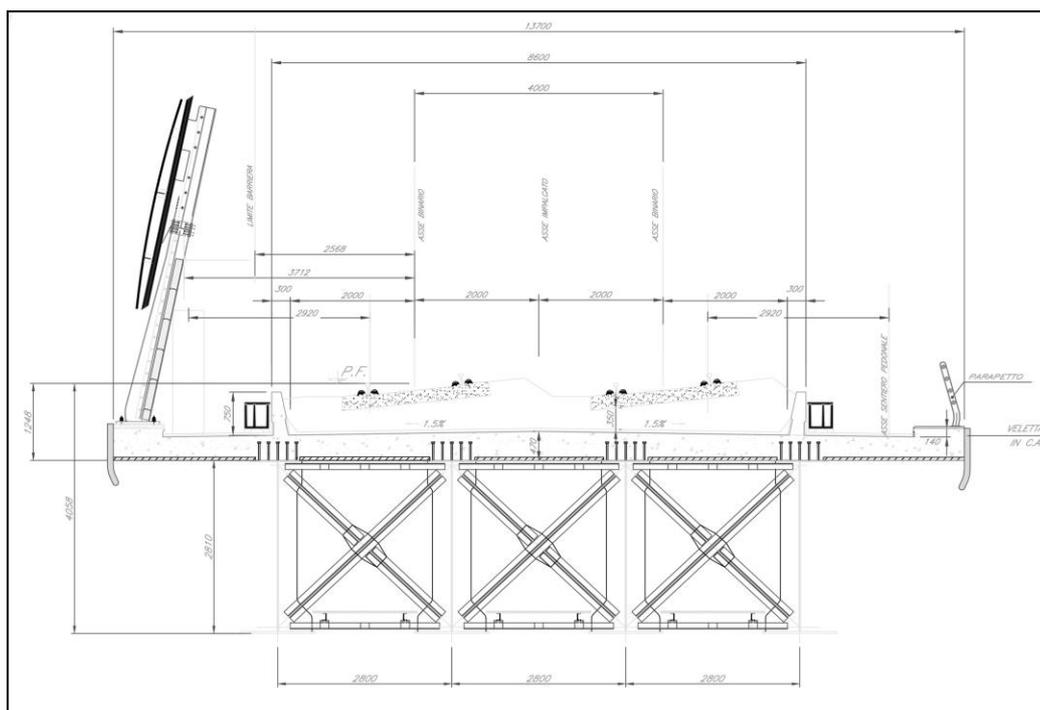
REV.

A

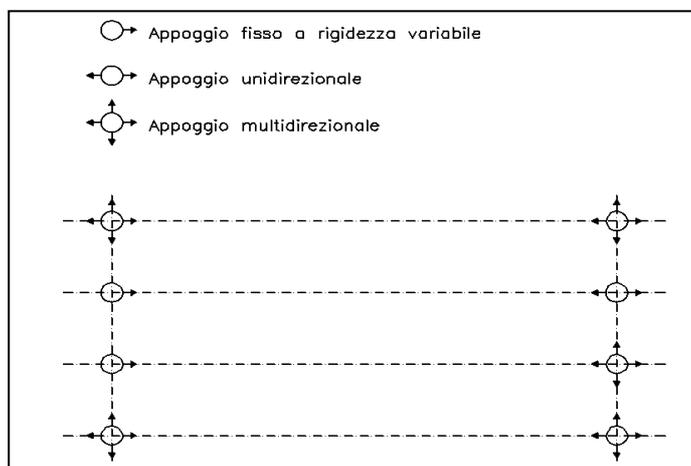
FOGLIO

9 di 76

Le travi metalliche sono costituite da due tipologie di conchi saldati a completa penetrazione, o in alternativa bullonati. Il varo delle coppie di travi verrà effettuato per sollevamento per mezzo di una autogrù. Una volta posizionate saranno solidarizzate con il montaggio dei traversi e dei controventi. La soletta sarà gettata in opera su predalles in cls prefabbricate autoportanti.



Oltre i traversi di testata, sono previsti quattro traversi intermedi. Di seguito si riportano delle viste in pianta, prospetto e sezione dell'impalcato tipologico, sezioni delle travi, oltre che lo schema di disposizione dei vincoli previsto.



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

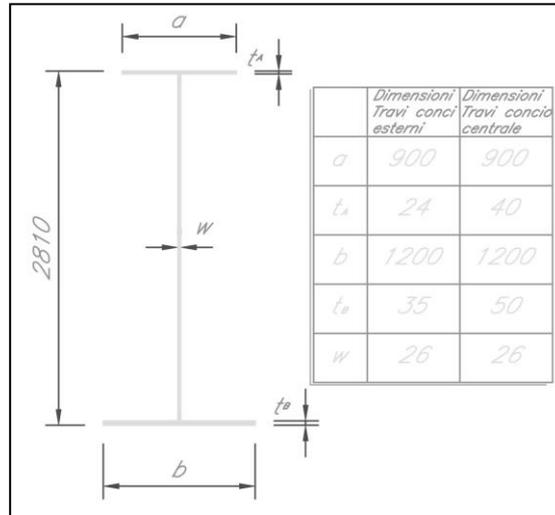
VI 04 07 001

REV.

A

FOGLIO

10 di 76



  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 11 di 76

6 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riporta l'analisi dei carichi agenti sulla struttura.

6.1 PESO PROPRIO (G1)

Di seguito si riporta la stima dei pesi propri considerati.

➤ **Peso proprio delle travi**

Il peso complessivo di ogni trave compresi gli irrigidimenti ed i controventi è pari a:

$$G_{1,1} = 59 \text{ kN/m}$$

➤ **Soletta gettata in opera**

La soletta ha una altezza variabile tra 32 e 42 cm.

$$A_{cls} = 5.60 \text{ mq} \quad G_{1,2} = 5.6 \times 25.00 = 140 \text{ kN/m}$$

➤ **Predalles**

$$L_{tot} = 13.7 - 0.75 \times 4 = 10.7 \text{ m} \quad t = 0.05 \text{ m} \quad G_{1,3} = 10.7 \times 0.05 \times 25.00 = 13.25 \text{ kN/m}$$

I carichi complessivi permanenti risultano:

$$G_1 = 212.25 \text{ kN/m}$$

6.2 PERMANENTI PORTATI E BALLAST

6.2.1 MASSICCIA, ARMAMENTO E IMPERMEABILIZZAZIONE

Si assumono convenzionalmente i seguenti pesi di volume relativi alla massicciata, all'armamento e all'impermeabilizzazione.

$$\text{Peso di volume in curva:} \quad 20.00 \text{ kN/mc}$$

$$G_{Ballast} = 20.00 \times 0.80 \times 8.2 = 131.2 \text{ kN/mq}$$

Dove 0.80 è lo spessore medio del pacchetto considerato, mentre 8.2m è la larghezza della massicciata

6.2.2 BARRIERE ANTIRUMORE

Si considera un carico relativo alle barriere antirumore pari a 4.0 kN/mq. Considerando cautelativamente un'altezza massima di barriera pari a 5.4 m, si ottiene un carico lineare pari a:

$$G_{2,1} = q_{barriera} = 4.0 \times 5.4 = 21.6 \text{ kN/m per ogni lato dell'impalcato}$$

Il carico lineare complessivo è pari a **43.2 kN/m**.

6.2.3 CANALETTE IMPIANTI, IMPIANTI E MURETTI PARABALLAST

A ridosso dei muretti paraballast, sono previste delle canalette impianti sui lati esterni. Si assume un carico lineare uniforme pari a:

$$G_{2,2} = 9.00 \text{ kN/m per ogni lato dell'impalcato}$$

Il carico lineare complessivo è pari a **18.0 kN/m**.

6.2.4 VELETTE

$G_{2,3} = q_{\text{velette}} = 2,5 \text{ kN/m}$ per ogni lato dell'impalcato

Il carico lineare complessivo è pari a **5.0 kN/m**.

6.2.5 ALTRE AZIONI PERMANENTI

Non sono presenti sull'impalcato altre azioni permanenti (spinta delle terre, spinte idrauliche, ecc...).

Risulta dunque:

$G_2 = 66.2 \text{ kN/m}$

6.3 AZIONI VARIABILI

6.3.1 TRENI DI CARICO

I carichi verticali sono definiti per mezzo dei modelli di carico elencati nella seguente tabella. I valori caratteristici dei carichi attribuiti ai modelli di carico debbono moltiplicarsi per il coefficiente "α" che deve assumersi come da tabella seguente:

MODELLO DI CARICO	COEFFICIENTE "α"
LM71	1.1
SW/0	1.1
SW/2	1.0

Tabella 1 – coefficienti α per modelli di carico

Non si considera il modello di carico SW/0 perché l'impalcato non è continuo.

6.3.1.1 TRENO DI CARICO LM71

Il Treno di carico LM71 è schematizzato nella figura seguente.

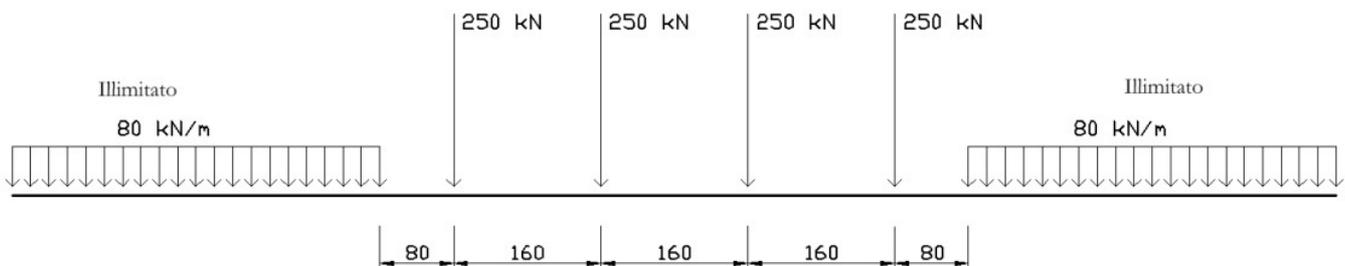


Figura 1 – Treno di carico LM71

Per questo modello di carico è prevista una eccentricità del carico rispetto all'asse del binario pari a $s/18$, con $s=1435 \text{ mm}$. Quindi, l'eccentricità considerata nel modo più sfavorevole per le strutture è pari a:

$e = \sim 80 \text{ m}$

6.3.1.2 TRENO DI CARICO SW/2

Il Treno di carico SW/2 è schematizzato nella figura seguente.

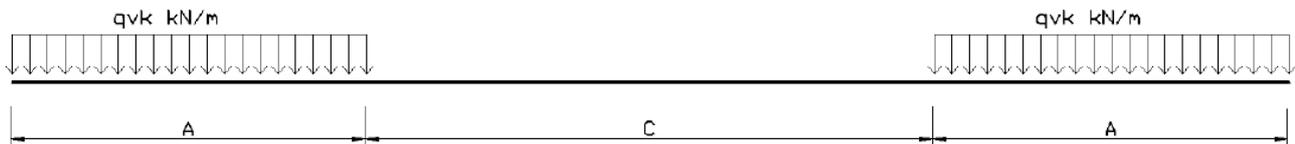


Figura 2 – Treno di carico SW

Tipo di carico	Qvk [kN/m]	A [m]	C [m]
SW/0	133	15.0	5.3
SW/2	150	25.0	7.0

Tabella 2 – caratterizzazione treni di carico SW

Nel presente documento, si è considerato solo il modello di carico SW/2.

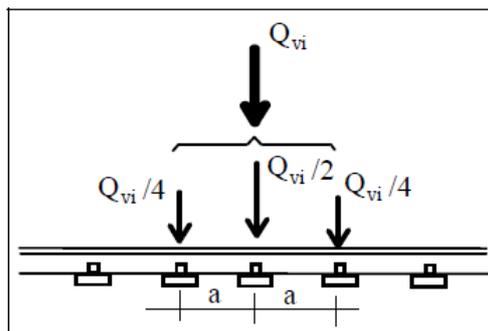
6.3.1.3 TRENO SCARICO

Alcuni scenari di carico prevedono l'impiego del treno scarico, convenzionalmente costituito da un carico uniformemente distribuito pari a 10.00 kN/m.

6.3.1.4 RIPARTIZIONE LOCALE DEI CARICHI

6.3.1.4.1 Ripartizione longitudinale

Nelle analisi si sono considerati i seguenti meccanismi di ripartizione longitudinale dei carichi.



– meccanismo di ripartizione longitudinale per mezzo del binario

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

E ZZ CL

VI 04 07 001

A

15 di 76

La superficie di riferimento è la superficie di appoggio del ballast. Nel caso specifico, la ripartizione viene valutata a partire dai seguenti parametri medi. A vantaggio di sicurezza si adotta lo schema di ponte in rettilineo.

Larghezza traversine: $B = 2.40 \text{ m}$

Altezza di diffusione: $h = 0.40 \text{ m}$

Larghezza di diffusione: $b = B + 2 \cdot h/4 = 2.60 \text{ m}$

Il valore appena calcolato per la larghezza di diffusione sarà impiegato per la definizione del modello di calcolo globale e per la valutazione degli effetti locali trasversali.

6.3.2 CARICHI SUI MARCIAPIEDI

I marciapiedi non aperti al pubblico sono utilizzati solo dal personale autorizzato. I carichi accidentali sono schematizzati da un carico uniformemente ripartito del valore di 10 kN/mq.

Questo carico non deve considerarsi contemporaneo al transito dei convogli ferroviari e deve essere applicato sopra i marciapiedi in modo da dare luogo agli effetti locali più sfavorevoli. Per questo tipo di carico distribuito non deve applicarsi l'incremento dinamico.

6.3.3 FORZA CENTRIFUGA

Le azioni centrifughe si considerano come forze applicate ad una altezza di 1.80m dal piano del ferro. La forza centrifuga dipende dalla massa del treno, dalla velocità di progetto e dal raggio di curvatura:

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 \cdot r} (f \cdot Q_{vk})$$

Con:

- V velocità di progetto;
- f fattore di riduzione;
- r raggio di curvatura;
- Q_{vk} carico verticale.

Si riportano di seguito le forze centrifughe considerate nel modello. Le forze sono state applicate come carichi distribuiti.

Forza centrifuga	Q_{vk} [kN]	Φ_3	f	Lf [m]	V [km/h]	r [m]	α	Q_{tk} [kN]
LM71b	3928	1.08	0.66	40.8	200	3000	1	292.9
LM71a	3928	1.08	1.00	40.8	120	3000	1.1	176.2
SW2	5400	1.08	1.15	40.8	100	3000	1	175.2

6.3.4 SERPEGGIO

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva.

  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 16 di 76

Il valore caratteristico di tale forza è stato assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , ma non per il coefficiente di incremento dinamico.

Questa forza laterale deve essere sempre combinata con i carichi verticali.

6.3.5 AVVIAMENTO E FRENATURA

Le forze di frenatura e di avviamento si considerano come azioni agenti sulla sommità del binario, nella direzione longitudinale dello stesso, come carico uniformemente distribuito. A vantaggio di sicurezza si trascurano gli effetti di interazione binario struttura.

Si considerano i seguenti valori delle azioni:

➤ Avviamento

$$Q_{la} = 33 \times 43 \times 1.1 = 1560 \text{ kN} > 1000 \text{ kN} \rightarrow Q_{la} = 1000 \text{ kN} \quad \text{per LM71}$$

$$Q_{la} = 33 \times 36 \times 1.0 = 1188 \text{ kN} > 1000 \text{ kN} \rightarrow Q_{la} = 1000 \text{ kN} \quad \text{per SW/2}$$

➤ Frenatura

$$Q_{lb} = 20 \times 43 \times 1.1 = 946 \text{ kN} < 6000 \text{ kN} \quad \text{per LM71}$$

$$Q_{lb} = 35 \times 36 = 1260 \text{ kN} \quad \text{per SW/2}$$

Come previsto dalla normativa, si considerano due treni in transito in versi opposti, uno in fase di avviamento, l'altro in fase di frenatura. Le azioni di frenatura ed avviamento si combinano con i relativi carichi da traffico verticali.

6.3.6 AZIONI DINAMICHE:

In riferimento a quanto previsto per linee a normale standard manutentivo, si calcolano i seguenti coefficienti di amplificazione dinamica:

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_{\Phi} - 0.2}} + 0.82 = \frac{1.44}{\sqrt{40.8 - 0.2}} + 0.82 = 1.052; \quad \text{per effetti globali} \\ \Phi_2 = \frac{1.44}{\sqrt{L_{\Phi} - 0.2}} + 0.82 = \frac{1.44}{\sqrt{3 \cdot 2.80 - 0.2}} + 0.82 = 1.35; \quad \text{per effetti locali} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\Phi} - 0.2}} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{40.8 - 0.2}} + 0.73 = 1.079; \quad \text{per effetti globali} \\ \Phi_3 = \frac{2.16}{\sqrt{L_{\Phi} - 0.2}} + 0.73 = \frac{2.16}{\sqrt{3 \cdot 2.80 - 0.2}} + 0.73 = 1.53; \quad \text{per effetti locali} \end{array} \right.$$

Avendo considerato per gli effetti globali la luce tra gli appoggi delle travi principali, mentre per gli effetti locali la luce della soletta tra le nervature delle travi principali pari a 2.80 m.

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	17 di 76

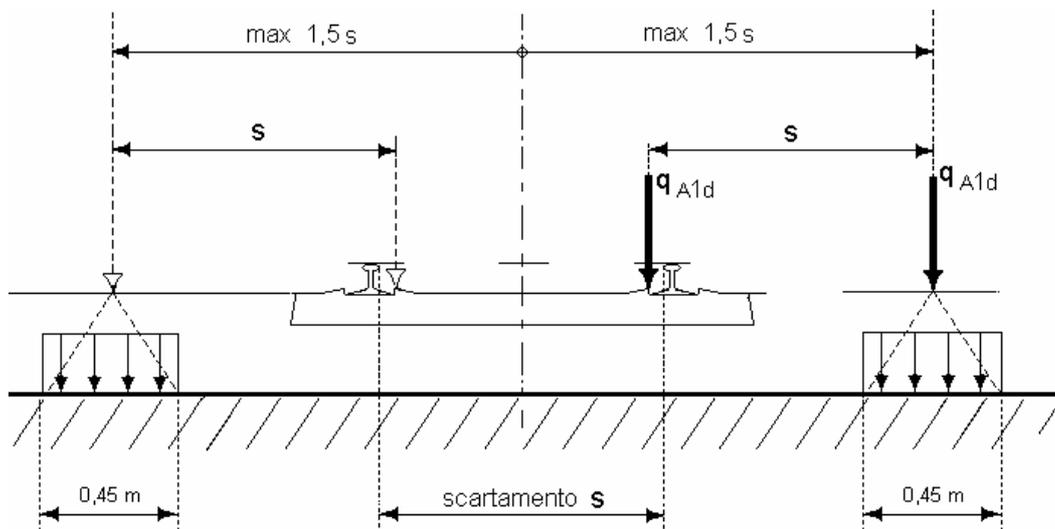
6.3.7 AZIONI DOVUTE AL DERAGLIAMENTO

In alternativa ai modelli di carico verticale da traffico ferroviario, ai fini della verifica della struttura si dovrà tenere conto della possibilità che un locomotore o un carro pesante deragli. La normativa propone due diverse situazioni di progetto;

➤ Caso 1

Si considerano due carichi verticali lineari $q_{A1d} = 60$ kN/m (comprensivo dell'effetto dinamico) ciascuno. Trasversalmente i carichi distano fra loro di S (scartamento del binario) e possono assumere tutte le posizioni comprese entro i limiti indicati in Fig. 5.2.12.

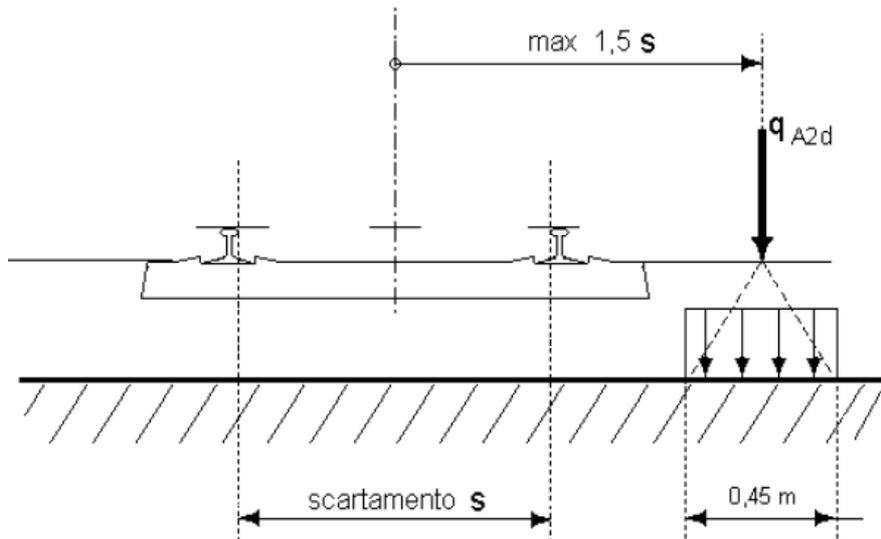
Per questa condizione sono tollerati danni locali, purché possano essere facilmente riparati, mentre sono da evitare danneggiamenti delle strutture portanti principali.



– posizione azioni da deragliamento – caso 1

➤ Caso 2

Si considera un unico carico lineare $q_{A2d} = 80 \cdot 1.4$ kN/m esteso per 20 m e disposto con una eccentricità massima, lato esterno, di $1.5 \cdot s$ rispetto all'asse del binario. Tale caso deve essere applicato solo per effetti globali.



– posizione azioni da deragliamenti – caso 2

6.3.8 RESISTENZE PASSIVE DEI VINCOLI

Per la valutazione delle coazioni generate all'atto dello scorrimento dei vincoli, è stato considerato un coefficiente d'attrito pari al 4% applicato alle azioni verticali agenti sugli apparecchi d'appoggio.

6.4 AZIONI CLIMATICHE

6.4.1 VARIAZIONE TERMICA UNIFORME

Si considera una variazione termica uniforme pari a $\pm 15^\circ\text{C}$. Per il calcolo delle escursioni dei giunti e degli apparecchi d'appoggio si considera una variazione di temperatura incrementata del 50 %.

6.4.2 VARIAZIONE TERMICA NON UNIFORME

In aggiunta alla variazione termica uniforme, si considera un gradiente di temperatura di 5°C fra soletta e travi prefabbricate, considerando i due casi possibili: intradosso a temperatura superiore rispetto all'estradosso e intradosso a temperatura inferiore rispetto all'estradosso.

L'effetto di tale azione viene introdotta nel modello attraverso l'applicazione di una forza assiale e di un momento flettente per ogni trave dell'impalcato pari a:

$$N_{\Delta T, \text{NonUnif}} = \pm 2835 \text{ kN}$$

$$M_{\Delta T, \text{NonUnif}} = \pm 2502 \text{ kNm}$$

  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 19 di 76

6.4.3 VENTO

Si assume una pressione uniforme agente lateralmente pari a 2.50 kN/mq, calcolata come riportato di seguito.

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	
$v_b(TR) =$	27,6	m/s

Pressione di riferimento		
$q_b =$	477	N/m ²

6.4.3.1 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 antirumore, sagoma del treno. A tal proposito il §1.4.4.2 [3] impone di considerare il treno come una superficie piana continua convenzionalmente alta 4,00 m sul p.f.. L'azione del vento dovrà comunque considerarsi agente sulle b.a. presenti considerando la loro altezza effettiva se disponibile oppure un'altezza convenzionale di 5,40 m misurati dall'estradosso della soletta qualora le b.a. non siano previste al momento della redazione del progetto.

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	20 di 76

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

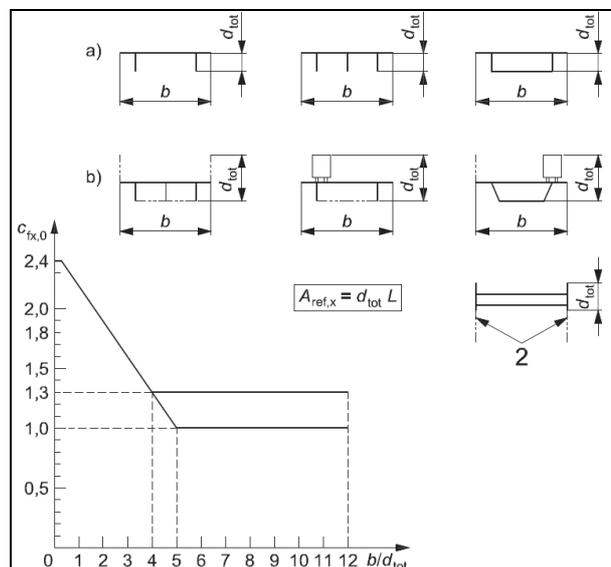
Quota di riferimento z		
H pila fino a intradosso imp. =	7,90	m
H imp. fino a p.f. =	4,1	m
H b.a. su p.f. =	4,7	m
H min b.a. su p.f. =	3,3	m
H treno su p.f. =	4,00	m
z di riferimento =	16.60	m

Coefficiente di esposizione		
c_e =	2,65	

6.4.3.2 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} .



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43\text{m}$ ($L_c=40.8\text{m}$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

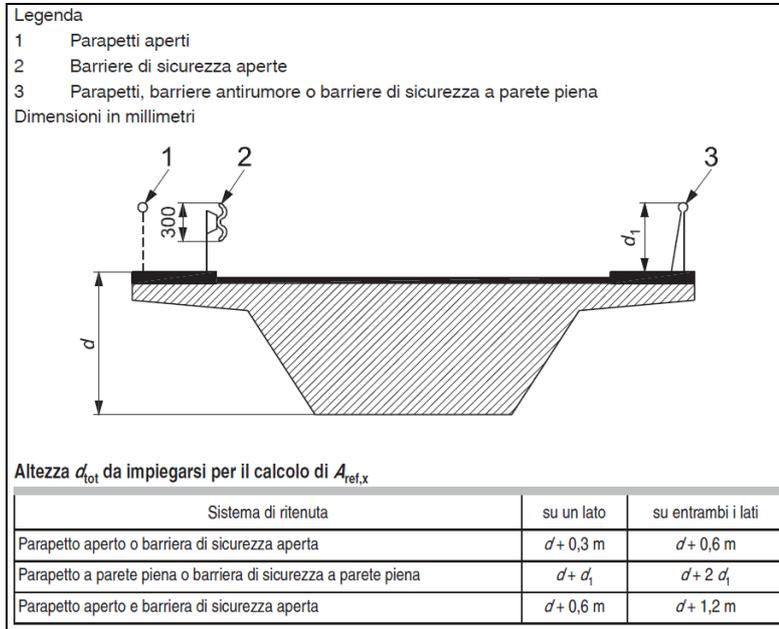
VI 04 07 001

REV.

A

FOGLIO

21 di 76



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:

Caratteristiche geometriche dell'impalcato		
$b =$	13,7	m
$d_{tot} =$	8,7	m
$b/d_{tot} =$	1,6	
$c_p =$	1,98	

Coefficiente di forma		
$c_{p,max} =$	1,98	

Area di riferimento		
H impalcato da intrad. a p.f. =	4,06	m
H barriera su p.f. sx =	4,67	m
H barriera su p.f. dx =	4,67	m
H b.a. min su p.f. =	3,35	m
H treno su p.f. =	4,00	m
$d_{tot2} =$	13,04	m
$L_{impalcato} =$	40,8	m

   	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 22 di 76

6.4.3.3 AZIONE DEL VENTO SULL'IMPALCATO

$q_b =$	477,25	N/m ²
$c_e =$	2,65	
$c_p =$	1,98	
$c_d =$	1,00	
$q_b = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d =$	2,50	kN/m²

Nei casi in cui si considera la condizione di “treno scarico” la pressione del vento si considera agente sulla barriera antirumore.

L'azione del vento viene applicata considerando due distinte risultanti. La prima applicata a metà dell'altezza delle strutture dell'impalcato, la seconda a metà dell'altezza di barriera considerata, secondo lo schema riportato di seguito. Il momento risultante è stato calcolato rispetto al baricentro della sezione composta (2.16m).

$$F_1 = 2.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 3.40 = 8.50 \text{ kN/m}$$

$$M_1 = 8.50 \cdot (3.40 \cdot 0.5 - 2.16) \text{ m} = -3.91 \text{ kNm/m}$$

$$F_2 = 2.50 \text{ kN/m}^2 \cdot 5.40 \text{ m} = 13.50 \text{ kN/m (applicata su entrambe le barriere)}$$

$$M_2 = 13.50 \text{ kN/m}^2 \cdot (5.4 \text{ m} / 2 + 3.4 \text{ m} - 2.16 \text{ m}) = 53.2 \text{ kNm/m}$$

Il momento totale agente sulla struttura è:

$$M_{\text{vento}} = 102.5 \text{ [kNm/m];}$$

$$F_{\text{vento}} = 35.5 \text{ [kN/m];}$$

6.5 AZIONI INDIRETTE

6.5.1 RITIRO E 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:

$$E_c^* = E_{cm} \frac{1}{(1 + \varphi)}$$

modulo di elasticità ridotto

Di seguito è riportata la valutazione del coefficiente di viscosità e del modulo di elasticità ridotto.

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	5.67E+06	mmq	area sez trasversale
u	14113	mm	perimetro a contatto con l'atmosfera
h_0	803	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}	1.239	-	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	2.09	-	coeff. nominale di viscosità
β_H	1403	-	coeff. per RH e h_0
$\beta_c(t^*, t_0)$	0.96	-	
$\varphi(t^*, t_0)$	2.01	-	Coeff. di viscosità
$E_{c,R} =$	11086	MPa	Modulo elastico Ridotto
$E_{c,R}^* =$	11640	MPa	Modulo elastico Ridotto Modificato

Di seguito si valutano le deformazioni da ritiro della soletta, sulla base della sua geometria, nell'ipotesi di una umidità relativa pari al 75%.

Ritiro (EN1992-1-1 §3.1.4)

ϵ_{cs}	2.55E-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
$\epsilon_{cd,0} =$	3.11E-04	-	Deformazione da ritiro per essiccamento non contrastato
$A_c =$	5666320	mmq	Area sez trasversale
$u =$	14113	mm	Perimetro a contatto con l'atmosfera
$h_0 =$	803	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
$\beta_{ds}(t,t_s)$	0.917		
$\epsilon_{cd} =$	2.00E-04		Deformazione da ritiro per essiccamento
Ritiro autogeno			
$\epsilon_{ca}(\infty) =$	0.000055	-	Deformazione da ritiro autogeno per $t=\infty$
$t =$	10000	gg	
$\beta_{as}(t) =$	1.00	-	
$\epsilon_{ca}(t) =$	5.50E-05	-	Deformazione da ritiro autogeno

L'effetto di tale azione viene introdotta nel modello attraverso l'applicazione di una forza assiale e di un momento flettente per ogni trave dell'impalcato pari a:

$$N_{\text{ritiro}} = - 3808 \text{ kN}$$

$$M_{\text{ritiro}} = + 5080 \text{ kNm.}$$

6.6 AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche non sono dimensionanti ai fini delle verifiche relative all'impalcato e non vengono quindi considerate nelle analisi dello stesso. Le azioni sismiche considerate per la progettazione delle sottostrutture (pile, spalle e fondazioni) sono riportate nelle corrispondenti relazioni di calcolo.

La valutazione delle azioni sismiche considerate nella progettazione dei dispositivi di appoggio degli impalcati oggetto del presente documento è riportata nel corrispondente paragrafo.

  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 26 di 76

7 FASI COSTRUTTIVE E MODELLAZIONE

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata considerando le fasi costruttive. Sono stati realizzati tre modelli differenti come illustrato di seguito.

7.1 MODELLAZIONE: GENERALITÀ

Le sollecitazioni relative ad ogni fase sono state valutate con adeguati modelli e combinate secondo quanto previsto dalla normativa. In riferimento alle verifiche tensionali previste dalla normativa, gli effetti sugli elementi resistenti sono stati valutati e verificati ad ogni fase e cumulati ove necessario.

L'analisi delle sollecitazioni è stata effettuata con l'ausilio di modelli di calcolo realizzati con il software CSI SAP2000 Plus v.15.1.0.

Sono stati realizzati diversi modelli per l'individuazione delle sollecitazioni nelle diverse fasi costruttive. Tale approccio ha consentito di considerare le fasi realizzative mediante analisi lineari, evitando inutili complicazioni del modello di calcolo.

I modelli riproducono le caratteristiche geometriche e meccaniche delle strutture. L'impalcato è stato modellato come un graticcio i cui elementi longitudinali rappresentano il comportamento della trave metallica e della soletta collaborante, mentre gli elementi trasversali rappresentano la rigidità della soletta e dei trasversi. La soletta collaborante è stata calcolata in conformità con quanto descritto nella normativa Nazionale D.M.'08.

Nella seguente tabella si riportano i valori per le travi in acciaio centrali (Tr_2 e Tr_3).

LARGHEZZA SOLETTA COLLABORANTE			
L1	40.8	[m]	Lunghezza campata
b ₀	0.20	[m]	Larghezza tra i distanziatori
b ₁	1.3	[m]	Semi-interasse trave sx
b ₂	1.3	[m]	Semi-interasse trave sx
□ ₁	1	[m]	
□ ₂	1	[m]	
b_{eff}	2.8	[m]	Larghezza soletta collaborante

Anche alle travi esterne (Tr_1 e Tr_4) è stata associata una soletta collaborante di 2.8m.

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

VI 04 07 001

REV.

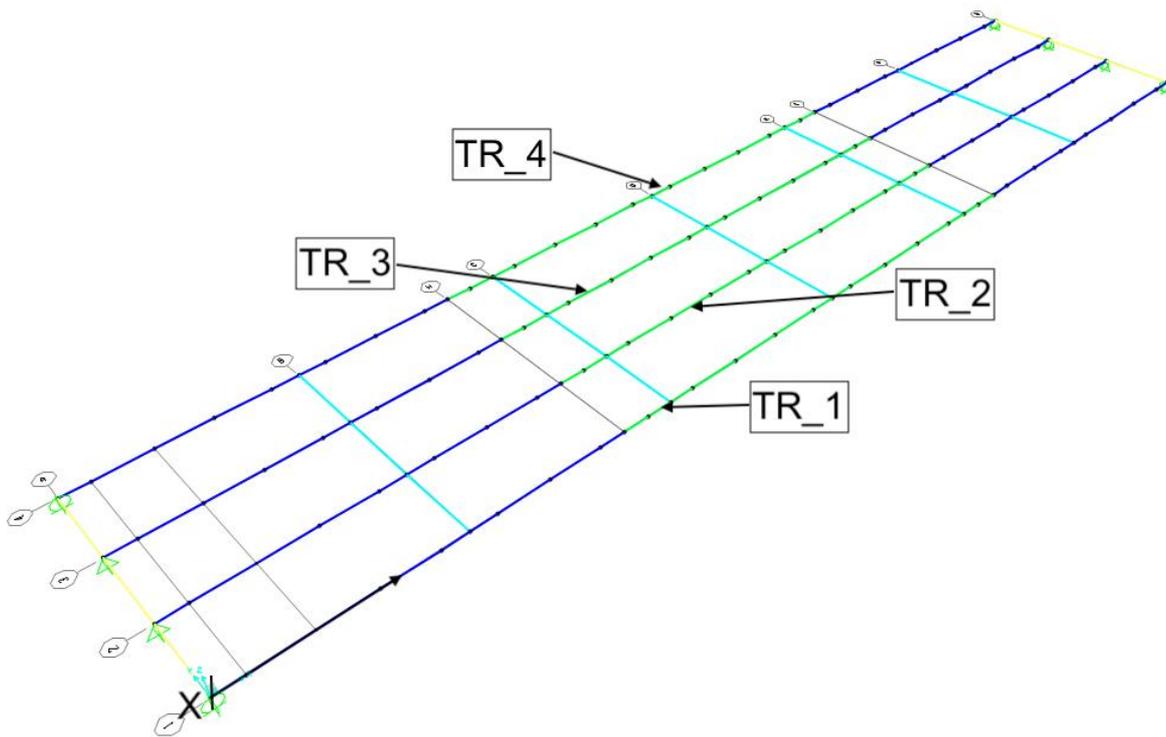
A

FOGLIO

27 di 76

7.1.1 MODELLO FASE 0

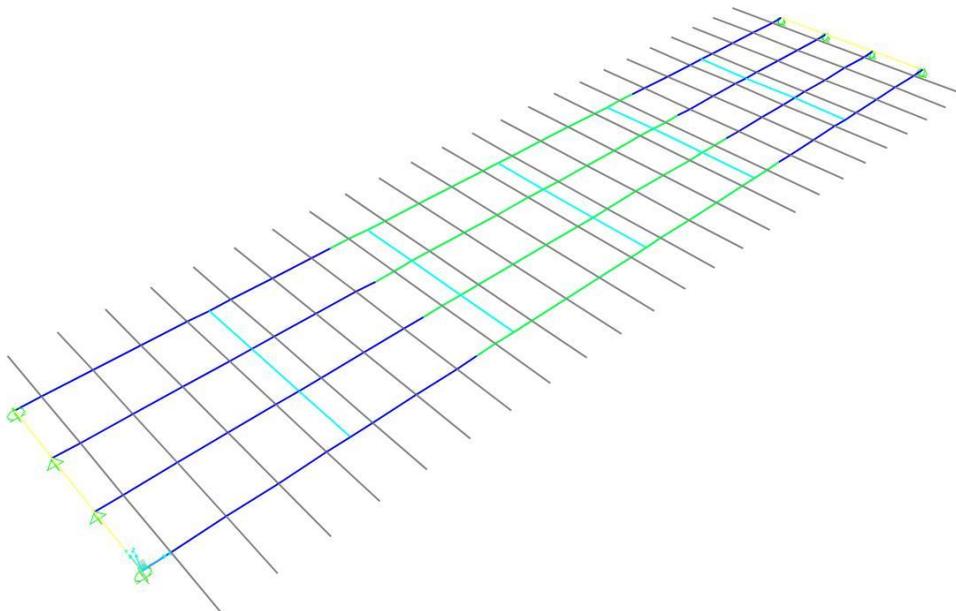
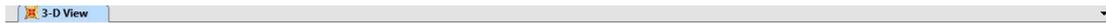
Il modello replica le travi metalliche di lunghezza pari a 40.8m, appoggiate alle estremità.



I carichi applicati sono il peso proprio della singola trave (applicato come carico distribuito), il peso delle predalles, ed il peso del getto della soletta (applicato come carico uniforme).

7.1.2 MODELLO FASE 1

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



I carichi verticali del traffico sono stati applicati come Moving Load. Il software di calcolo automaticamente posiziona i carichi in modo tale da ottenere le sollecitazioni maggiori secondo le linee di influenza.

Le sollecitazioni generate dai carichi variabili sono state calcolate considerando la sezione resistente mista composta dalla trave in acciaio e dalla soletta collaborante. Il calcolo della rigidezza è stato effettuato considerando un coefficiente di omogeneizzazione $n=6$. Per i carichi variabili non intervengono deformazioni viscosi del calcestruzzo.

7.1.3 MODELLO FASE 2

Il modello replica l'impalcato, comprensivo di travi, traversi e soletta, appoggiato in corrispondenza degli appoggi previsti per l'impalcato. I carichi applicati sono quelli relativi ai sovraccarichi permanenti, valutati in coerenza con quanto definito nell'analisi dei carichi (massicciata, barriere antirumore e canalette).

Le sollecitazioni generate dai carichi variabili sono state calcolate considerando la sezione resistente mista composta dalla trave in acciaio e dalla soletta collaborante. Il calcolo della rigidezza è stato effettuato considerando un coefficiente di omogeneizzazione $n=18$. Il coefficiente di omogeneizzazione tiene in conto del comportamento viscoso del calcestruzzo a tempo infinito.

  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 29 di 76

7.2 ANALISI MODALE

Il software di calcolo SAP2000 permette di effettuare l'analisi modale al fine di determinare le frequenze di vibrazione proprie della struttura. Di seguito si riportano i primi periodi propri della struttura.

Outputcase	StepType	StepNum	Frequency [Hz]
MODAL	Mode	1	2.79
MODAL	Mode	2	3.33

Per una trave semplicemente appoggiata la prima frequenza flessionale può essere ricavata come:

$$n_0 = \frac{17.75}{\sqrt{\delta_0}} = \frac{17.75}{\sqrt{38.4}} = 2.80 [Hz]$$

Per poter effettuare le verifiche applicando carichi statici bisogna verificare che la frequenza n_0 ricada all'interno del seguente intervallo:

$$\begin{cases} n_{0,max} = 94.76 \cdot L^{-0.748} = 5.91 [Hz] \\ n_{0,min} = 23.58 \cdot L^{-0.592} = 2.62 [Hz] \end{cases}$$

La verifica risulta soddisfatta.

  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 30 di 76

7.3 COMBINAZIONI DI CARICO

Gli effetti dei carichi verticali dovuti alla presenza dei convogli vanno sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti indicati nella seguente tabella:

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			Commenti
	Carico verticale (1)	Treno scarico	Frenatura e avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1,00	-	0,5 (0,0)	1,0 (0,0)	1,0 (0,0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1,00	0,00	1,0 (0,0)	1,0(0,0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1,0 (0,5)	-	1,00	0,5 (0,0)	0,5 (0,0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0,8 (0,6; 0,4)	-	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	0,8 (0,6; 0,4)	fessurazione

Azione dominante
 (1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi (Φ, α , ecc.)
 (2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Le azioni di cui ai paragrafi precedenti sono combinate tra loro, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto relative agli elementi strutturali di volta in volta considerati in base a quanto prescritto dal D.M. 14 Gennaio 2008 al paragrafo § 2.5.3, §3.2.4 e paragrafo §5.2.3.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili di cui al § 2.7:

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

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

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

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

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

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A_d (v. § 3.6):

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

L'analisi ragionata delle combinazioni di carico previste dalla normativa ha consentito di ridurre il numero di combinazioni considerate.

Nella tabella seguente si riportano i valori di combinazioni adottati per analisi e verifiche. I valori riportati in tabella considerano già i coefficienti di combinazione previsti dalla normativa.

Tipo Combinazione	Combinazione	Azione principale	G1_pp	G1_perm	Ballast	gr_traffico	Tk_ΔT	Fw_Vento	Ritiro
SLU	A1STR_gr1	gr1	1.35	1.5	1.5	1.45	0.90	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr2	gr2	1.35	1.5	1.5	1.45	0.90	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr3	gr3	1.35	1.5	1.5	1.45	0.90	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr1_Fw	Fw	1.35	1.5	1.5	1.16	0.90	1.5	1.2
SLU	A1STR_gr2_Fw	Fw	1.35	1.5	1.5	1.16	0.90	1.5	1.2
SLU	A1STR_gr3_Fw	Fw	1.35	1.5	1.5	1.16	0.90	1.5	1.2
SLU	A1STR_gr1_Tk	Tk	1.35	1.5	1.5	1.16	1.5	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr2_Tk	Tk	1.35	1.5	1.5	1.16	1.5	0.9	1.2
SLU	A1STR_gr3_Tk	Tk	1.35	1.5	1.5	1.16	1.5	0.9	1.2

I valori della colonna "gr_traffico" moltiplicano gli effetti dei singoli gruppi di carico considerati. I gruppi di carico sono definiti sulla base delle indicazioni di normativa.

8 EFFETTI GLOBALI SU IMPALCATO

8.1 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Le verifiche allo stato limite ultimo sono state condotte nella fase 0, ovvero durante la fase costruttiva per la quale la soletta ancora non è collaborante, e a tempo infinito. Le verifiche sono state condotte in campo elastico, considerando tuttavia l'instabilità locale delle travi in acciaio utilizzando il metodo delle aree efficaci (UNI EN 1993-1-5).

	x [m]	CARICO	V _{ed} [kN]	M _{ed} [kNm]
TR_1	0.0	G1	-1141	0
	11.9	G1	-450	9444
	20.4	G1	-22	11363
TR_2	0.0	G1	-1024	0
	11.9	G1	-452	8803
	20.4	G1	22	10718

	x [m]	CARICO	V _{ed} [kN]	M _{ed} [kNm]
TR_1	0.0	G2	-451	0
	11.9	G2	-143	3236
	20.4	G2	-6	3822
TR_2	0.0	G2	-225	0
	11.9	G2	-139	2456
	20.4	G2	6	3065

	x [m]	CARICO	V _{ed} [kN]	M _{ed} [kNm]
TR_1	0.0	BALLAST	-619	0
	11.9	BALLAST	-280	5500
	20.4	BALLAST	4	6696
TR_2	0.0	BALLAST	-719	0
	11.9	BALLAST	-277	5780
	20.4	BALLAST	-4	6953

	x [m]	CARICO	V _{ed} [kN]	M _{ed} [kNm]
TR_1	0.0	TRAFFICO	Max M3	0
	11.9	TRAFFICO	Max M3	11660
	20.4	TRAFFICO	Max M3	13984
TR_2	0.0	TRAFFICO	Max M3	0
	11.9	TRAFFICO	Max M3	12404
	20.4	TRAFFICO	Max M3	14604

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

E ZZ CL

VI 04 07 001

A

33 di 76

	x [m]	CARICO		V_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]
TR_1	0.0	TRAFFICO	Min V2	-1262	0
	11.9	TRAFFICO	Min V2	-709	9676
	20.4	TRAFFICO	Min V2	-274	7592
TR_2	0.0	TRAFFICO	Min V2	-1609	0
	11.9	TRAFFICO	Min V2	-891	9580
	20.4	TRAFFICO	Min V2	-564	7537

	x [m]	CARICO		V_{ed} [kN]	M_{ed} [kNm]
TR_1	0.0	VENTO		-134	0
	11.9	VENTO		-44	944
	20.4	VENTO		-2	1115
TR_2	0.0	VENTO		-46	0
	11.9	VENTO		-14	331
	20.4	VENTO		-1	388

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	34 di 76

8.1.1 VERIFICHE MODELLO FASE 0

Si riportano di seguito le verifiche allo stato limite ultimo per il modello fase 0. In questa fase i carichi agenti sono il peso proprio della trave ed il peso del getto della soletta.

8.1.1.1 SEZIONE DI APPOGGIO (X=0) TRAVE TR_1

SEZIONE ACCIAIO			
ha	2810	[mm]	Altezza trav
bf,sup	900	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	24	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2751	[mm]	Altezza anima
tw	26	[mm]	Spessore anima
bf,inf	1200	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	-	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	-	[mm]	Spessore soletta
hc	-	[mm]	spessoe soletta sulla flangia
ARMATURA			
n° ferri sup	-		Numero ferri per metro
φ sup	-	[mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	-	[mm ²]	Area ferri superiori
n° ferri inf	-		Numero ferri per metro
φ inf	-	[mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	-	[mm ²]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
ACC.	Yg	1199	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.35E+05	[mm ²]	Area
	I	1.62E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	-	[mm]	Altezza baricentro
	A	-	[mm ²]	Area
	I	-	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	-	[mm]	Altezza baricentro
	A	-	[mm ²]	Area
	I	-	[mm ⁴]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.				
ACC.	Yg	1058	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.21E+05	[mm ²]	Area
	I	1.37E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	-	[mm]	Altezza baricentro
	A	-	[mm ²]	Area
	I	-	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	-	[mm]	Altezza baricentro
	A	-	[mm ²]	Area
	I	-	[mm ⁴]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	0	0	-1711
Modello 1	-	-	-
Modello 2	-	-	-

	σ _{fl,sup}	σ _{w,sup}	σ _{w,inf}	σ _{fl,inf}	σ _{arm,sup}	σ _{arm,inf}	σ _{cls}	τ _{acc}	Von Mises	
Modello 0	0	0		0	0	-	-			
Modello 1	-	-	-	-	-	-	-			
Modello 2	-	-	-	-	-	-	-			
TOT	0	0		0	0	-	-	36	62	
Limite	-338	-338		338	338	391	391	18.81	195.2	319

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	35 di 76

8.1.1.2 SEZIONE X=11.9 TRAVE TR_1

SEZIONE ACCIAIO		
ha	2810 [mm]	Altezza trav
bf,sup	900 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	24 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2751 [mm]	Altezza anima
tw	26 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1200 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	- [mm]	Larghezza soletta
h,sol	- [mm]	Spessore soletta
hc	- [mm]	spessee soletta sulla flangia
ARMATURA		
n° ferri sup	-	Numero ferri per metro
φ sup	- [mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	- [mm ²]	Area ferri superiori
n° ferri inf	-	Numero ferri per metro
φ inf	- [mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	- [mm ²]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	1199 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.35E+05 [mm ²]	Area
	I	1.62E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm ²]	Area
	I	- [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm ²]	Area
	I	- [mm ⁴]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	1144 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.27E+05 [mm ²]	Area
	I	1.55E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm ²]	Area
	I	- [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm ²]	Area
	I	- [mm ⁴]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	14167	0	-675
Modello 1	-	-	-
Modello 2	-	-	-

	σ_fl,sup	σ_w,sup	σ_w,inf	σ_fl,inf	σ_arm,sup	σ_arm,inf	σ_cls	τ_acc	Von Mises
Modello 0	-152	-150		101	104	-	-		
Modello 1	-	-		-	-	-	-		
Modello 2	-	-		-	-	-	-		
TOT	-152	-150		101	104	-	-	14	154
Limite	-338	-338		338	338	391	391	18.81	195.2

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	36 di 76

8.1.1.3 SEZIONE DI MEZZERIA (X=20.4 M) TRAVE TR_1

SEZIONE ACCIAIO		
ha	2810 [mm]	Altezza trav
bf,sup	900 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	40 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2720 [mm]	Altezza anima
tw	26 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1200 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	50 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	- [mm]	Larghezza soletta
h,sol	- [mm]	Spessore soletta
hc	- [mm]	spessoe soletta sulla flangia
ARMATURA		
n° ferri sup	-	Numero ferri per metro
φ sup	- [mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	- [mm ²]	Area ferri superiori
n° ferri inf	-	Numero ferri per metro
φ inf	- [mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	- [mm ²]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	1210 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.67E+05 [mm ²]	Area
	I	2.21E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm ²]	Area
	I	- [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm ²]	Area
	I	- [mm ⁴]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	1169 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.60E+05 [mm ²]	Area
	I	2.14E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm ²]	Area
	I	- [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	- [mm]	Altezza baricentro
	A	- [mm ²]	Area
	I	- [mm ⁴]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	17045	0	-33
Modello 1	-	-	-
Modello 2	-	-	-

	σ_fl,sup	σ_w,sup	σ_w,inf	σ_fl,inf	σ_arm,sup	σ_arm,inf	σ_cls	τ_acc	Von Mises
Modello 0	0	0		0	0	-	-		
Modello 1	-	-	-	-	-	-	-		
Modello 2	-	-	-	-	-	-	-		
TOT	-130	-127		89	93	-	-	1	130
Limite	-319	-319		319	319	391	391	18.81	195.2

Si riporta di seguito il diagramma delle tensioni della flangia superiore ed inferiore per la trave Tr_1 e Tr_2.

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

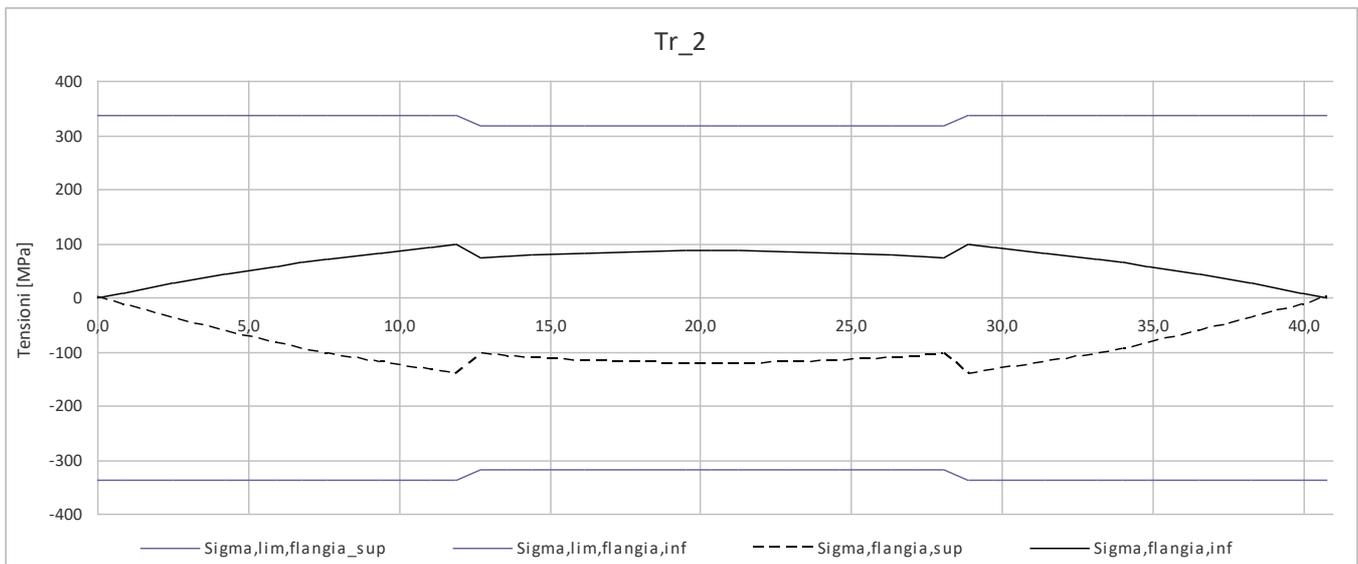
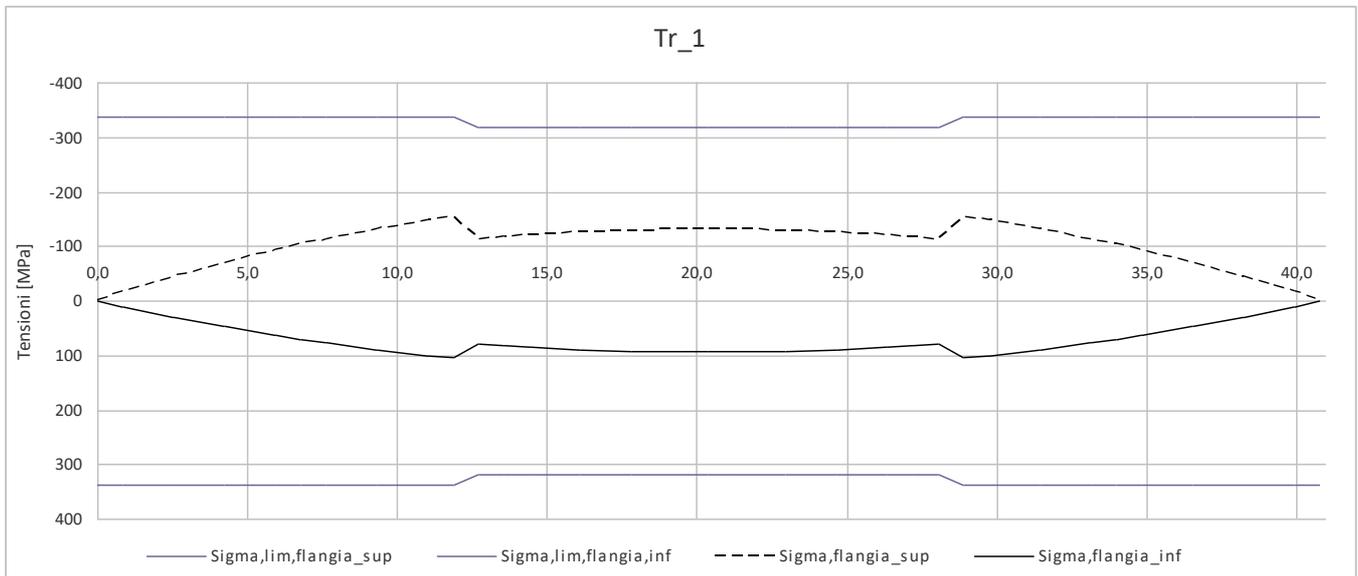
VI 04 07 001

REV.

A

FOGLIO

37 di 76



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	38 di 76

8.1.2 VERIFICHE A TEMPO INFINITO

Le verifiche tensionali sono state condotte tenendo conto delle fasi costruttive. Sono state sommate quindi in maniera separata le tensioni dei 3 modelli.

8.1.2.1 SEZIONE DI APPOGGIO (X=0) TRAVE TR_1

SEZIONE ACCIAIO		
ha	2810 [mm]	Altezza trav
bf,sup	900 [mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	24 [mm]	Spessore flangia superiore
hw	2751 [mm]	Altezza anima
tw	26 [mm]	Spessore anima
bf,inf	1200 [mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35 [mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA		
b,sol	2800 [mm]	Larghezza soletta
h,sol	378 [mm]	Spessore soletta
hc	50 [mm]	spessore soletta sulla flangia
ARMATURA		
n° ferri sup	5	Numero ferri per metro
φ sup	14 [mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	2155 [mm ²]	Area ferri superiori
n° ferri inf	5	Numero ferri per metro
φ inf	14 [mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	2155 [mm ²]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE			
ACC.	Yg	1199 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.35E+05 [mm ²]	Area
	I	1.62E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	2258 [mm]	Altezza baricentro
	A	3.16E+05 [mm ²]	Area
	I	4.26E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1788 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.98E+05 [mm ²]	Area
	I	3.03E+11 [mm ⁴]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.			
ACC.	Yg	1083 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.15E+05 [mm ²]	Area
	I	1.51E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=6	Yg	2285 [mm]	Altezza baricentro
	A	2.96E+05 [mm ²]	Area
	I	4.22E+11 [mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1780 [mm]	Altezza baricentro
	A	1.78E+05 [mm ²]	Area
	I	3.02E+11 [mm ⁴]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	0	0	-1711
Modello 1	3002	-4569	-1950
Modello 2	6096	-3401	-1605

	σ _{fl,sup}	σ _{w,sup}	σ _{w,inf}	σ _{fl,inf}	σ _{arm,sup}	σ _{arm,inf}	σ _{cls}	τ _{acc}	Von Mises
Modello 0	0	0		0	0	0	0		
Modello 1	-15	-15		5	5	-18	-16	-3	
Modello 2	-46	-46		10	10	-53	-47	-3	
TOT	-62	-61		14	15	-71	-63	-6	110
Limite	-319	-338		338	319	391	391	18.81	195.2

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	39 di 76

8.1.2.2 SEZIONE DI MEZZERIA (X=11.9) TRAVE TR_1

SEZIONE ACCIAIO			
ha	2810	[mm]	Altezza trav
bf,sup	900	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	24	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2751	[mm]	Altezza anima
tw	26	[mm]	Spessore anima
bf,inf	1200	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	35	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	2800	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	378	[mm]	Spessore soletta
hc	50	[mm]	spessore soletta sulla flangia
ARMATURA			
n° ferri sup	5		Numero ferri per metro
φ sup	14	[mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	2155	[mm ²]	Area ferri superiori
n° ferri inf	5		Numero ferri per metro
φ inf	14	[mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	2155	[mm ²]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
n=6 ACC.	Yg	1199	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.35E+05	[mm ²]	Area
	I	1.62E+11	[mm ⁴]	Inerzia
	Yg	2258	[mm]	Altezza baricentro
	A	3.16E+05	[mm ²]	Area
	I	4.26E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1788	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.98E+05	[mm ²]	Area
	I	3.03E+11	[mm ⁴]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.				
n=6 ACC.	Yg	1199	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.35E+05	[mm ²]	Area
	I	1.62E+11	[mm ⁴]	Inerzia
	Yg	2258	[mm]	Altezza baricentro
	A	3.16E+05	[mm ²]	Area
	I	4.26E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1788	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.98E+05	[mm ²]	Area
	I	3.03E+11	[mm ⁴]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	14167	0	-675
Modello 1	20759	-4569	-860
Modello 2	19200	-3401	-634

	σ_fl,sup	σ_w,sup	σ_w,inf	σ_fl,inf	σ_arm,sup	σ_arm,inf	σ_cls	τ_acc	Von Mises
Modello 0	-141	-139		102	105	-38	-37	0	
Modello 1	-38	-37		98	99	-54	-40	-9	
Modello 2	-88	-86		88	90	-109	-91	-6	
TOT	-266	-261		287	294	-163	-131	-15	46
Limite	-338	-338		338	338	391	391	18.81	195.2

305

338

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	40 di 76

8.1.2.3 SEZIONE DI MEZZERIA (X=20.4) TRAVE TR_1

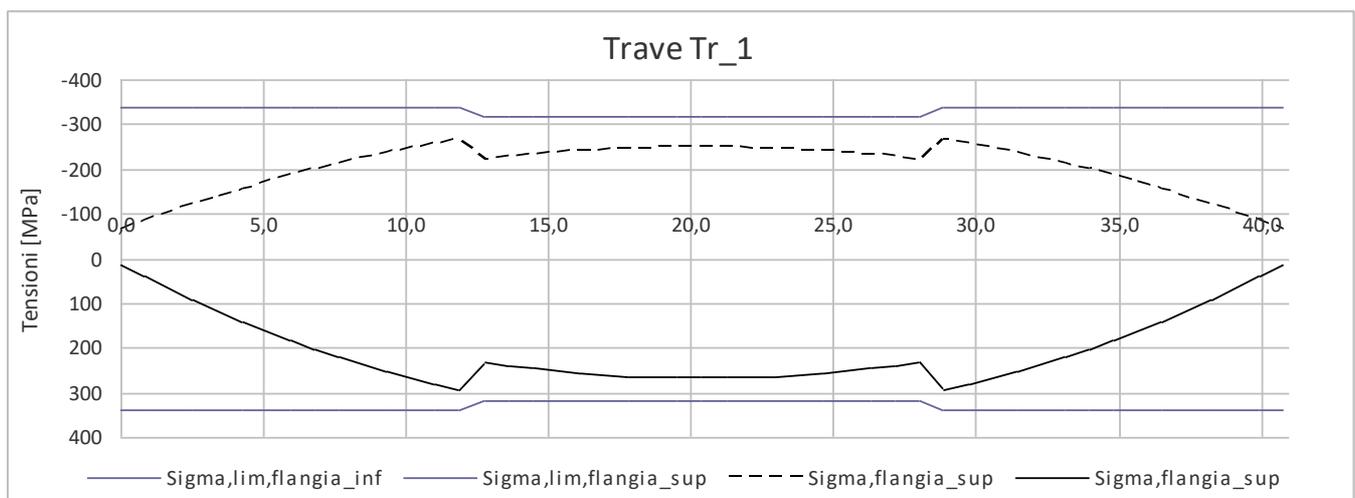
SEZIONE ACCIAIO			
ha	2810	[mm]	Altezza trav
bf,sup	900	[mm]	Larghezza flangia superiore
tf,sup	40	[mm]	Spessore flangia superiore
hw	2720	[mm]	Altezza anima
tw	26	[mm]	Spessore anima
bf,inf	1200	[mm]	Larghezza flangia inferiore
tf,inf	50	[mm]	Spessore flangia inferiore
SOLETTA			
b,sol	2800	[mm]	Larghezza soletta
h,sol	378	[mm]	Spessore soletta
hc	50	[mm]	spessore soletta sulla flangia
ARMATURA			
n° ferri sup	5		Numero ferri per metro
φ sup	14	[mm]	Diametro ferri superiori
Aarm,sup	2155	[mm ²]	Area ferri superiori
n° ferri inf	5		Numero ferri per metro
φ inf	14	[mm]	Diametro ferri inferiori
Aarm,inf	2155	[mm ²]	Area ferri inferiori

CARATTERISTICHE MECCANICHE				
n=6 ACC.	Yg	1210	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.67E+05	[mm ²]	Area
	I	2.21E+11	[mm ⁴]	Inerzia
	Yg	2166	[mm]	Altezza baricentro
	A	3.47E+05	[mm ²]	Area
	I	5.13E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1715	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.30E+05	[mm ²]	Area
	I	3.69E+11	[mm ⁴]	Inerzia
CARATTERISTICHE MECCANICHE SEZIONE EFF.				
n=6 ACC.	Yg	1210	[mm]	Altezza baricentro
	A	1.67E+05	[mm ²]	Area
	I	2.21E+11	[mm ⁴]	Inerzia
	Yg	2166	[mm]	Altezza baricentro
	A	3.47E+05	[mm ²]	Area
	I	5.13E+11	[mm ⁴]	Inerzia
n=18	Yg	1715	[mm]	Altezza baricentro
	A	2.30E+05	[mm ²]	Area
	I	3.69E+11	[mm ⁴]	Inerzia

	Med	Ned	Ved
Modello 0	17045	0	-4
Modello 1	24283	-4569	-33
Modello 2	21874	-3401	16

	σ _{fl,sup}	σ _{w,sup}	σ _{w,inf}	σ _{fl,inf}	σ _{arm,sup}	σ _{arm,inf}	σ _{cls}	τ _{acc}	Von Mises
Modello 0	-124	-121		90	93	0	0	0	
Modello 1	-40	-38		90	93	-54	-41	-9	
Modello 2	-85	-83		79	82	-103	-86	-6	
TOT	-249	-241		259	265	-157	-127	-15	0
Limite	-319	-338		338	319	391	391	18.81	195.2

Di seguito si riportano le tensioni nella flangia superiore ed inferiore per le travi Tr_1 e Tr_2.



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

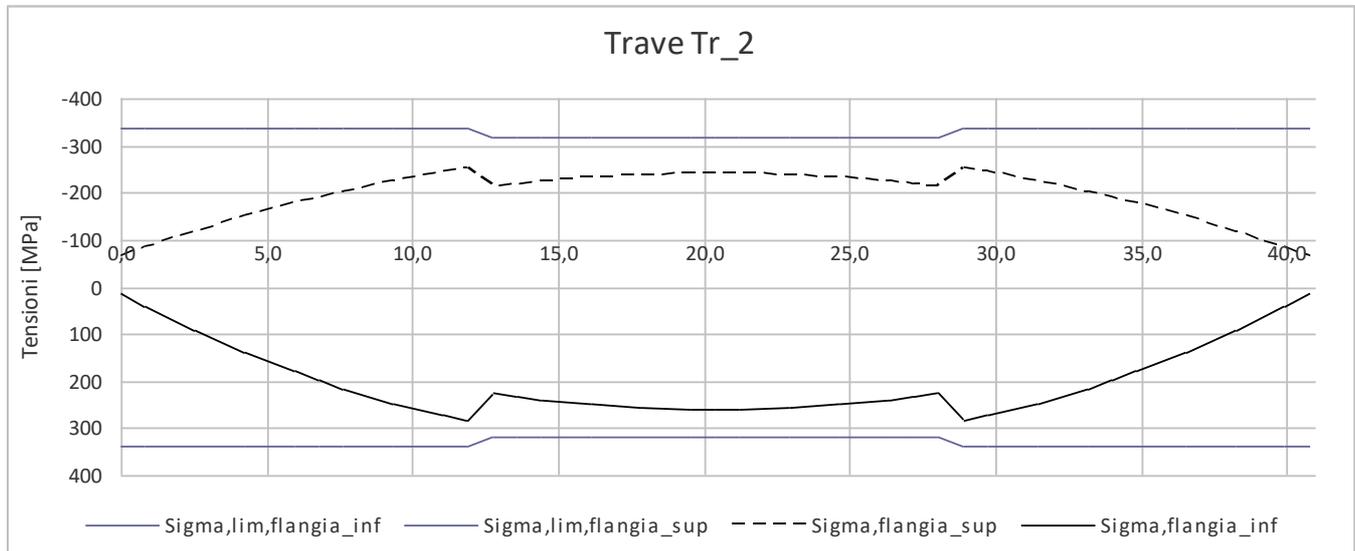
VI 04 07 001

REV.

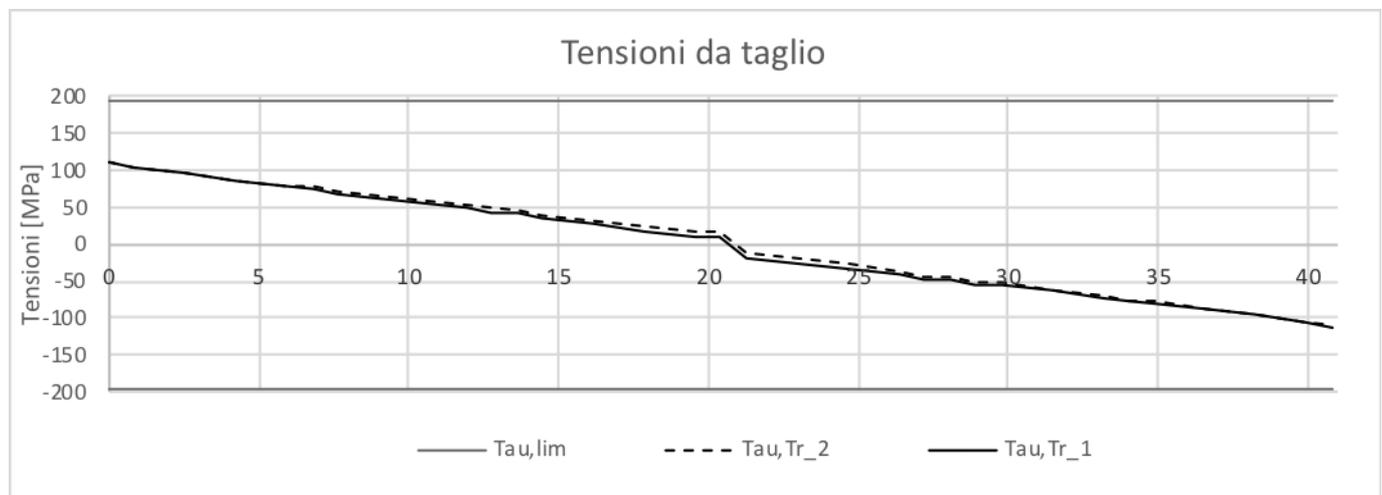
A

FOGLIO

41 di 76



Si riportano di seguito le tensioni tangenziali nelle travi Tr_1 e Tr_2.



8.1.3 CONNETTORI A TAGLIO

I connettori a taglio garantiscono la collaborazione tra soletta e trave in acciaio. Le sollecitazioni di taglio, tra soletta e trave, assorbite dai connettori, sono state calcolate con il metodo elastico. Il taglio per metro lineare è stato ottenuto con la seguente formula:

$$v_{ed} = \frac{V_{ed} \cdot S_{soletta}}{I_{sez,omog}} \quad [kN/m]$$

Dove:

- V_{ed} è la sollecitazione di taglio;
- $S_{soletta}$ è il momento statico della soletta rispetto il baricentro della sezione;
- $I_{sez,omog}$ è l'inerzia della sezione omogeneizzata.

La resistenza di progetto dei pioli è la minima tra la resistenza a taglio dei pioli e di rifollamento del calcestruzzo:

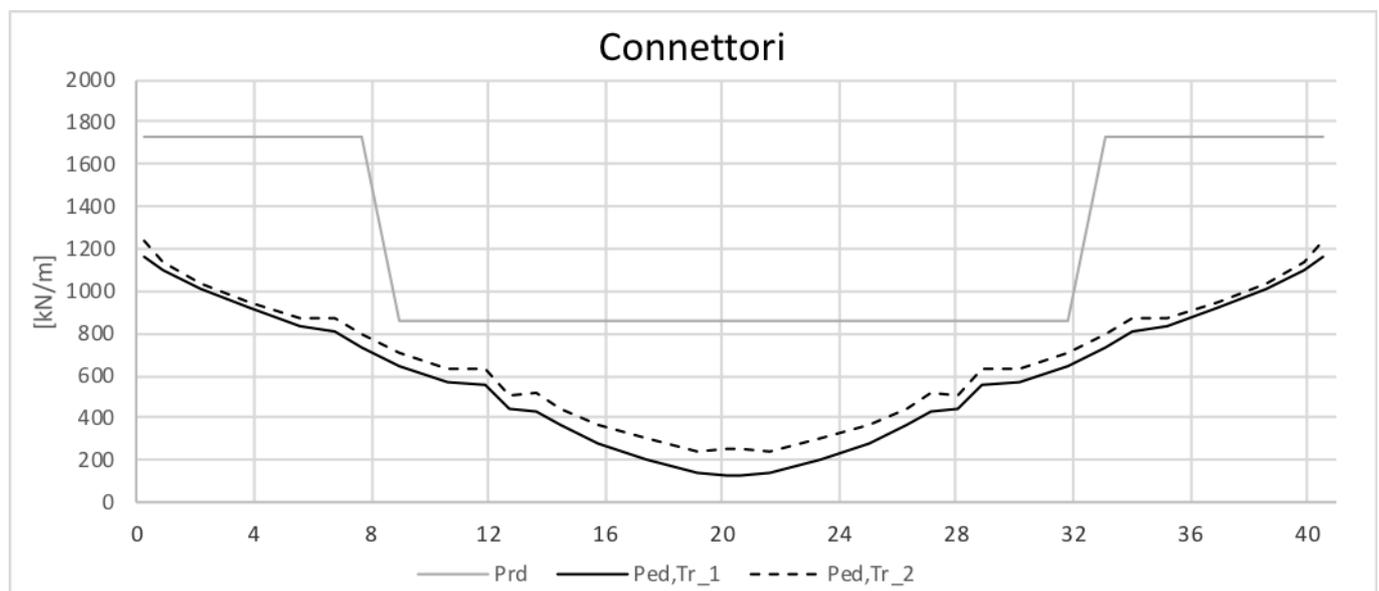
$$P_{Rd,a} = 0,8f_t (\pi d^2/4)/\gamma_V$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_c)^{0,5} / \gamma_V.$$

Dove:

- γ_V è il fattore parziale definito al § 4.3.3.
- f_t è la resistenza a rottura dell'acciaio del piolo;
- f_{ck} è la resistenza cilindrica del calcestruzzo della soletta;
- d è il diametro del piolo, compreso tra 16 e 25 mm;
- h_{sc} è l'altezza del piolo dopo la saldatura, non minore di 3 volte il diametro del gambo del piolo;

Si riporta di seguito il diagramma del taglio resistente e del taglio agente.



da [m]	a [m]	ft [MPa]	d [mm]	hsc [mm]	Passo pioli [cm]	n° pioli trasversalmente
0	8.2	355	22	100	20	4
8.2	20.4	355	22	100	40	4

8.2 VERIFICHE A FATICA

Le verifiche a fatica possono essere effettuate calcolando le variazioni di tensioni generate dai carichi ciclici e verificando che queste siano inferiori ad un determinato limite. Le verifiche sono state condotte per le travi e per i connettori in accordo a quanto indicato nelle indicazioni di Ferrovie dello stato. La verifica per essere in sicurezza nei riguardi della fatica è data da:

$$\Delta\sigma_{E,d} \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}} \quad \text{con} \quad \Delta\sigma_{E,d} = \lambda \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{71}$$

Dove:

- λ è un fattore di correzione;
- $\Delta\sigma_c$ è la resistenza alla fatica corrispondente a 2×10^6 cicli;
- $\Delta\sigma_{E,d}$ è la differenza di tensione generate dal sovraccarico teorico adottato;
- Φ_2 è il coefficiente di incremento dinamico;

La precedente equazione è valida anche per le tensioni di taglio.

Il fattore di correzione può essere calcolato come:

$$\lambda = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot \lambda_3 \cdot \lambda_4$$

Dove:

- λ_1 è un fattore che tiene conto l'effetto di danneggiamento dovuto al traffico;
- λ_2 è un fattore che tiene conto il volume di traffico;
- λ_3 è un fattore che tiene conto la vita di progetto del ponte;
- λ_4 è un fattore da applicarsi quando l'elemento strutturale è caricato da più di un binario;

Nel caso in esame il fattore di correzione vale:

$$\lambda = 0.64 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.64$$

Il fattore λ_4 è stato assunto, a favore di sicurezza, pari ad 1. La vita utile a fatica è stata presa pari a 100 anni. Nel caso di lamiere di spessore maggiore di 25mm la resistenza a fatica deve essere moltiplicata per un coefficiente riduttivo k_s che può assunto pari a:

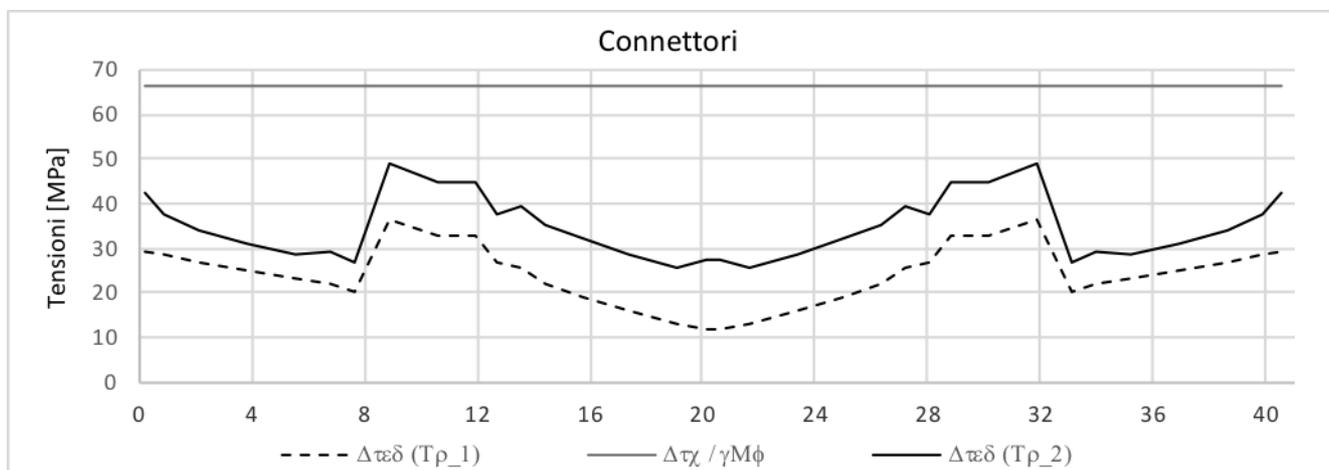
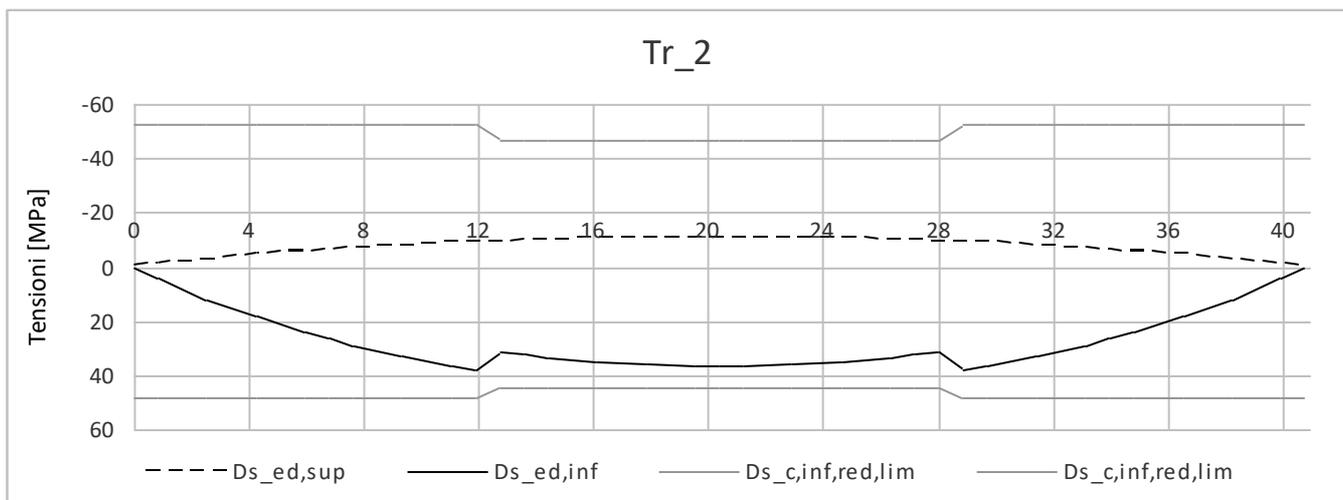
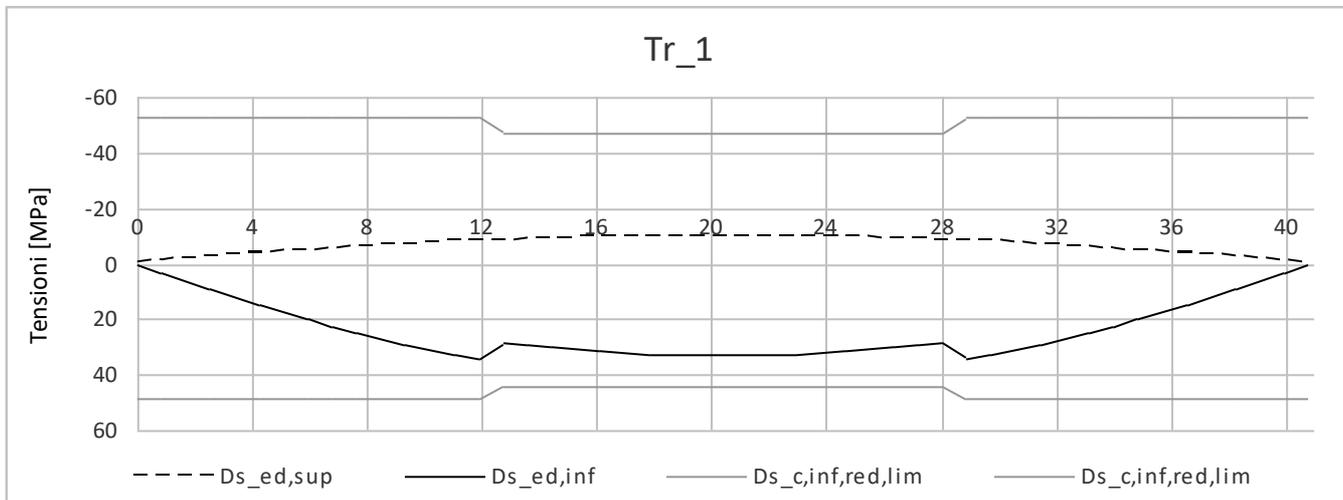
$$k_s = \sqrt[4]{\frac{25}{t}}$$

Il carico ciclico considerato è il LM71 che è stato posizionato in modo tale da massimizzare le sollecitazioni in ogni sezione.

Il valore del $\Delta\sigma_c$ della flangia vale 71 MPa, mentre per i connettori $\Delta\tau_c$ viene assunto pari a 90 MPa. Di seguito si riportano i diagrammi delle tensioni e dei relativi limiti per le travi Tr_1 e Tr_2 e per i connettori a taglio.

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	44 di 76



9 TRASVERSI

Le travi reticolari trasversali sono composte da angolari accoppiati le cui caratteristiche sono riportate nella seguente tabella.

	CARATTERISTICHE MECCANICHE PROFILO 100X100X10				CARATTERISTICHE MECCANICHE PROFILO 90X90X8		
	CORRENTI	h=b	100 mm		Altezza sezione	DIAGONALI	h=b
t		10 mm	Spessore	t	8 mm		Spessore
A		19.2 cm ²	Area sezione lorda	A	13.89 cm ²		Area sezione lorda
I _{zz}		1.77E+06 mm ⁴	Inerzia sezione asse zz	I _{zz}	1.04E+06 mm ⁴		Inerzia sezione asse zz
I _{yy}		1.77E+06 mm ⁴	Inerzia sezione asse yy	I _{yy}	1.04E+06 mm ⁴		Inerzia sezione asse yy
i _y = i _z		30.33 mm	Raggio giratore di inerzia	i _y = i _z	27.42 mm		Raggio giratore di inerzia
z _s		28.20 mm	Distanza baricentro asse y	z _s	25.00 mm		Distanza baricentro asse y
y _s		28.20 mm	Distanza baricentro asse z	y _s	25.00 mm		Distanza baricentro asse z
CARATTERISTICHE MECCANICHE PROFILO ACCOPPIATO			CARATTERISTICHE MECCANICHE PROFILO ACCOPPIATO				
t _{imbottitura}		10 mm	Spessore imbottitura	t _{imbottitura}	8 mm		Spessore imbottitura
i _{imbottitura}	933 mm	Interasse imbottitura	i _{imbottitura}	1280 mm	Interasse imbottitura		
A _{lorda}	38.4 cm ²	Area sezione lorda	A _{lorda}	27.78 cm ²	Area sezione lorda		
A _{netta}	32.24 cm ²	Area sezione netta	A _{netta}	21.62 cm ²	Area sezione netta		
I _{yy}	3.53E+06 mm ⁴	Inerzia profilo accoppiato asse yy	I _{yy}	2.09E+06 mm ⁴	Inerzia profilo accoppiato asse yy		
I _{zz}	7.76E+06 mm ⁴	Inerzia profilo accoppiato asse zz	I _{zz}	4.42E+06 mm ⁴	Inerzia profilo accoppiato asse zz		
i _y	30.33 mm	Raggio giratore di inerzia y	i _y	27.42 mm	Raggio giratore di inerzia y		
i _z	44.97 mm	Raggio giratore di inerzia z	i _z	39.91 mm	Raggio giratore di inerzia z		

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche per i correnti superiori, inferiori e per i diagonal. Le sollecitazioni dei diversi modelli sono state combinate come descritto nel paragrafo 7.3.

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	46 di 76

9.1.1.1 CORRENTE SUPERIORE

Stabilità Aste Compresse (Asse YY)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
f_{yk}	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	2800	mm	Lunghezza asta
A_{lorda}	38.4	cm ²	Area sezione lorda
I	3.53E+06	mm ⁴	Inerzia sezione
i	30.33	mm	Raggio giratore di inerzia
N_{cr}	9.34E+05	N	Carico critico euleriano
λ	92.3		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	1.21		Snellezza normalizzata
α	0.34		Coeff. Imperfezione
Φ	1.40		
χ	0.47		
γ_{M1}	1.1		
N_{Rd}	587	kN	Resistenza instabilità
N_{ed}	35.6	kN	Sforzo normale agente
VERIFICA			
VERO			

Stabilità Aste Compresse (Asse ZZ)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
f_{yk}	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	2800	mm	Lunghezza asta
A_{lorda}	38.4	cm ²	Area sezione lorda
I	7.76E+06	mm ⁴	Inerzia sezione
i	44.97	mm	Raggio giratore di inerzia
N_{cr}	2.05E+06	N	Carico critico euleriano
λ	62.3		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	0.81		Snellezza normalizzata
α	0.34		Coeff. Imperfezione
Φ	0.94		
χ	0.72		
γ_{M1}	1.1		
N_{Rd}	886	kN	Resistenza instabilità
N_{ed}	35.6	kN	Sforzo normale agente
VERIFICA			
VERO			

Resistenza a Trazione			
f_{yk}	355	MPa	Resistenza Snervamento
f_{tk}	510	MPa	Resistenza ultima
A_{lorda}	38.4	cm ²	Area sezione lorda
A_{netta}	33.88	cm ²	Area sezione netta
γ_{M0}	1.05		
γ_{M2}	1.25		
$N_{pl,Rd}$	1298	kN	Resistenza a trazione plastica
$N_{u,Rd}$	1244	kN	Resistenza a trazione ultima
N_{ed}	102	kN	Sforzo normale agente
VERIFICA			
VERO			

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	47 di 76

9.1.1.2 CORRENTE INFERIORE

Stabilità Aste Compresse (Asse YY)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
f_{yk}	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	2800	mm	Lunghezza asta
A_{lorda}	38.4	cm ²	Area sezione lorda
I	3.53E+06	mm ⁴	Inerzia sezione
i	30.33	mm	Raggio giratore di inerzia
N_{cr}	9.34E+05	N	Carico critico euleriano
λ	92.3		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	1.21		Snellezza normalizzata
α	0.34		Coeff. Imperfezione
Φ	1.40		
χ	0.47		
γ_{M1}	1.1		
N_{Rd}	587	kN	Resistenza instabilità
N_{ed}	102.2	kN	Sforzo normale agente
VERIFICA			
VERO			

Stabilità Aste Compresse (Asse ZZ)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
f_{yk}	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	2800	mm	Lunghezza asta
A_{lorda}	38.4	cm ²	Area sezione lorda
I	7.76E+06	mm ⁴	Inerzia sezione
i	44.97	mm	Raggio giratore di inerzia
N_{cr}	2.05E+06	N	Carico critico euleriano
λ	62.3		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	0.81		Snellezza normalizzata
α	0.34		Coeff. Imperfezione
Φ	0.94		
χ	0.72		
γ_{M1}	1.1		
N_{Rd}	886	kN	Resistenza instabilità
N_{ed}	102.2	kN	Sforzo normale agente
VERIFICA			
VERO			

Resistenza a Trazione			
f_{yk}	355	MPa	Resistenza Snervamento
f_{tk}	510	MPa	Resistenza ultima
A_{lorda}	38.4	cm ²	Area sezione lorda
A_{netta}	33.88	cm ²	Area sezione netta
γ_{M0}	1.05		
γ_{M2}	1.25		
$N_{pl,Rd}$	1298	kN	Resistenza a trazione plastica
$N_{u,Rd}$	1244	kN	Resistenza a trazione ultima
N_{ed}	36	kN	Sforzo normale agente
VERIFICA			
VERO			

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	48 di 76

9.1.1.3 DIAGONALI

Stabilità Aste Compresse (Asse YY)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
f_{yk}	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	3840	mm	Lunghezza asta
A_{lorda}	27.8	cm ²	Area sezione lorda
I	2.09E+06	mm ⁴	Inerzia sezione
i	27.42	mm	Raggio giratore di inerzia
N_{cr}	2.93E+05	N	Carico critico euleriano
λ	140.1		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	1.83		Snellezza normalizzata
α	0.34		Coeff. Imperfezione
Φ	2.46		
χ	0.24		
γ_{M1}	1.1		
N_{Rd}	219	kN	Resistenza instabilità
N_{ed}	125.3	kN	Sforzo normale agente
VERIFICA			
VERO			

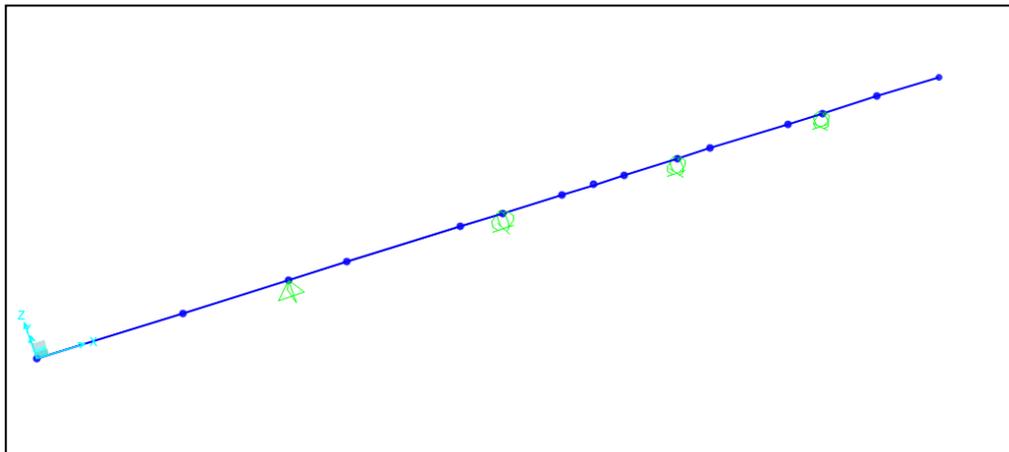
Stabilità Aste Compresse (Asse ZZ)			
E	210000	MPa	Modulo elastico
f_{yk}	355	MPa	Resistenza cratteristica
L	3840	mm	Lunghezza asta
A_{lorda}	27.8	cm ²	Area sezione lorda
I	4.42E+06	mm ⁴	Inerzia sezione
i	39.91	mm	Raggio giratore di inerzia
N_{cr}	6.22E+05	N	Carico critico euleriano
λ	96.2		Snellezza
$\lambda_{,segnato}$	1.26		Snellezza normalizzata
α	0.34		Coeff. Imperfezione
Φ	1.47		
χ	0.45		
γ_{M1}	1.1		
N_{Rd}	401	kN	Resistenza instabilità
N_{ed}	125.3	kN	Sforzo normale agente
VERIFICA			
VERO			

Resistenza a Trazione			
f_{yk}	355	MPa	Resistenza Snervamento
f_{tk}	510	MPa	Resistenza ultima
A_{lorda}	27.78	cm ²	Area sezione lorda
A_{netta}	23.26	cm ²	Area sezione netta
γ_{M0}	1.05		
γ_{M2}	1.25		
$N_{pl,Rd}$	939	kN	Resistenza a trazione plastica
$N_{u,Rd}$	854	kN	Resistenza a trazione ultima
N_{ed}	125.3	kN	Sforzo normale agente
VERIFICA			
VERO			

10 EFFETTI LOCALI SULL'IMPALCATO – MODELLO TRASVERSALE

La valutazione degli effetti locali prodotti dalle azioni di progetto è stata effettuata mediante un modello a trave continua, riferito ad una striscia di impalcato avente larghezza pari a 1 m. Il modello riproduce la geometria e la rigidità degli elementi che costituiscono l'impalcato nella sua sezione corrente.

Di seguito si riporta una vista del modello di calcolo.



10.1 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 6 della presente relazione.

10.1.1 PESO PROPRIO (G_1)

Il peso proprio della soletta è stato considerato come un carico uniforme pari a 10 kN/m.

$$G_1 = 10 \text{ kN/m.}$$

A questo si somma un carico concentrato alle estremità di 4.2kN a rappresentare il cordolo esterno.

10.1.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI

10.1.2.1 MASSICCIAIA, ARMAMENTO E IMPERMEABILIZZAZIONE

A vantaggio di sicurezza si valuta l'azione sulla soletta di impalcato in riferimento al peso di volume in curva:

$$G_{\text{Ballast}} = 20.00 \cdot 0.80 \cdot 1.0 = 16.00 \text{ kN/m}$$

10.1.2.2 BARRIERE ANTIRUMORE

Si considera un carico relativo alle barriere antirumore pari a 4.0 kN/mq. Considerando cautelativamente un'altezza massima di barriera pari a 5.4 m, si ottiene un carico lineare pari a:

$$G_{2,1} = q_{\text{barriera}} = 4.0 \cdot 5.4 = 21.6 \text{ kN/m per ogni lato dell'impalcato}$$

Vengono quindi applicate due azioni concentrate pari a 21.6 kN in posizione corrispondente a ogni barriera.

  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 50 di 76

10.1.2.3 CANALETTE IMPIANTI, IMPIANTI E MURETTI PARABALLAST

A ridosso dei muretti paraballast, sono previste delle canalette impianti sui lati esterni. Si assume un carico lineare uniforme pari a:

$$G_{2,2} = 9.00 \text{ kN/m per ogni lato dell'impalcato}$$

10.1.2.4 VELETTE

Alle estremità della soletta, sono previste delle velette in calcestruzzo. Si assume un carico lineare uniforme pari a:

$$G_{2,3} = 2.50 \text{ kN/m per ogni lato dell'impalcato}$$

10.1.3 CARICHI VARIABILI

10.1.3.1 CARICHI VERTICALI DA TRAFFICO

Si considera il treno di carico LM71, che è il carico più gravoso.

$$Q_{vk} = 250 \text{ kN}; \quad \alpha = 1.1 \text{ (coefficiente di adattamento)}$$

Nella seguente figura è indicata la distribuzione longitudinale dei carichi assiali Q_{vk} nell'ipotesi di ripartizione nel ballast 4:1 e nella soletta 1:1 ipotizzata ad altezza costante e pari a 0.40 m.

$$Q'_{vk} = 156.3 \text{ kN/m}$$

Il carico appena calcolato si ripartisce trasversalmente (4:1 nel ballast e 1:1 nella soletta) per una larghezza pari a:

$$L = 2.4\text{m} + 0.4\text{m}/4*2 + 0.4\text{m}/2*2 = 3.00 \text{ m.}$$

Il carico sul modello è quindi pari a:

$$q_{vk} = 156.3 / 3 = 52.1 \text{ kN/mq}$$

Tale valore deve essere amplificato per il fattore α pari a 1.1.

Sono state considerate tre diverse posizioni del carico, corrispondenti alla posizione centrata e a quelle con massima eccentricità. Di seguito si calcolano le distanze dall'asse del ponte per i tre casi.

$$d_0 = (4.00/2 + 0.08) = 2.08 \text{ m}$$

$$d_1 = (4.00/2) = 2.00 \text{ m}$$

$$d_2 = (4.00/2 - 0.08) = 1.92 \text{ m}$$

con

- 4.00m interasse binari
- 0.08 = s/18 eccentricità treni tipo LM71

10.1.3.2 CARICHI SUI MARCIAPIEDI

I carichi accidentali sui marciapiedi (di larghezza 1m ciascuno) sono schematizzati da un carico concentrato pari al valore:

$$Q_M = 10 \text{ kN/mq} * 1 \text{ m} * 1 \text{ m} = 10 \text{ kN}$$

  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 51 di 76

10.1.3.3 SERPEGGIO

Il valore caratteristico di tale forza è stato assunto pari a $Q_{sk}=100$ kN. Tale valore deve essere moltiplicato per α , ma non per il coefficiente di incremento dinamico. Si considera una larghezza di diffusione pari a 2.00 m.

La quota di applicazione dell'azione rispetto al piano medio della soletta è pari a:

$$h_t = 1.05 \text{ m}$$

Il momento da applicare al modello è pari a

$$M_t = 50 \times 1.05 = 52.5 \text{ kNm/m}$$

Tale momento viene applicato al modello come distribuzione a farfalla di carichi verticali. Le tensioni massime alle estremità della larghezza b di applicazione del carico sono calcolate di seguito.

$$q_{\max} = 6 * M_t / (b^2) = 6 * 52.5 / (3.00^2) = 35.00 \text{ kN/m}$$

10.1.3.4 AVVIAMENTO E FRENATURA

Si trascurano gli effetti delle azioni di avviamento e frenatura.

10.1.3.5 FORZA CENTRIFUGA

La forza centrifuga è stata calcolata come mostrato nel capitolo 6.3.3 del presente documento.

10.1.3.6 AZIONI DINAMICHE

Si considera un coefficiente di amplificazione dinamica pari a: $\phi_3 = 1.53$.

Avendo considerato la luce della soletta tra le nervature delle travi principali pari a 2.80 m. (Vedi paragrafo 6.3.6).

10.1.3.7 AZIONI DOVUTE AL DERAGLIAMENTO

Vedi paragrafo 6.3.7.

10.1.3.8 AZIONI CLIMATICHE

Si considera una variazione termica uniforme pari a $\pm 15^\circ\text{C}$.

   	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 52 di 76

10.1.3.9 VENTO

Si assume una pressione uniforme agente lateralmente pari a 2.50 kN/mq.

In riferimento allo schema riportato nel paragrafo 6.4.3 si applicano le seguenti azioni sulla struttura.

Azione applicata sulla barriera

$$F2 = 2.50 * 5.40 = 13.50 \text{ kN/m}$$

Le azioni sono applicate nel nodo corrispondente alla posizione della barriera, per cui riferendosi al baricentro della soletta si ha:

$$M2 = 36.5 \text{ kNm/m}$$

Azione applicata sul treno

$$F2 = 2.50 * 4 = 10 \text{ kN/m}$$

L'azione è stata applicata considerando la distribuzione del ballast

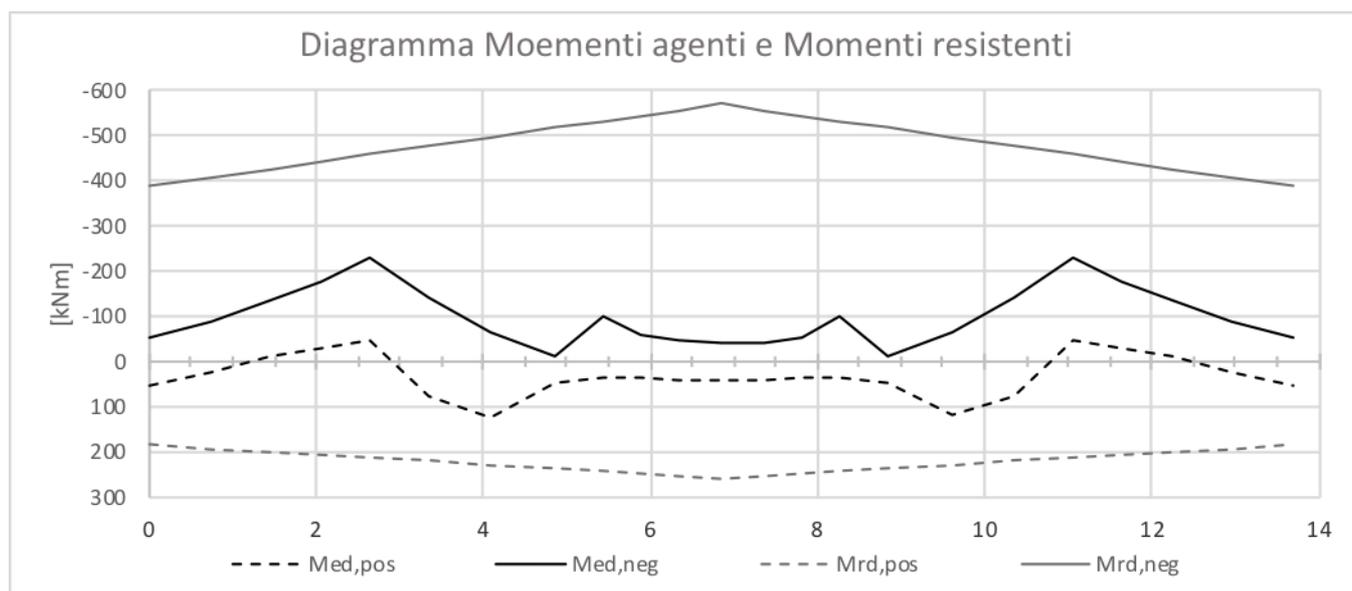
$$M2 = 30 \text{ kNm/m}$$

10.2 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

La soletta ha una altezza variabile: 32cm alle estremità e 42cm in mezzeria. Le armature di progetto sono:

- Estradosso: 24Φ /10;
- Intradosso: 24Φ /20.

Si riporta di seguito il diagramma dell'involuppo dei momenti agenti e dei momenti resistenti.



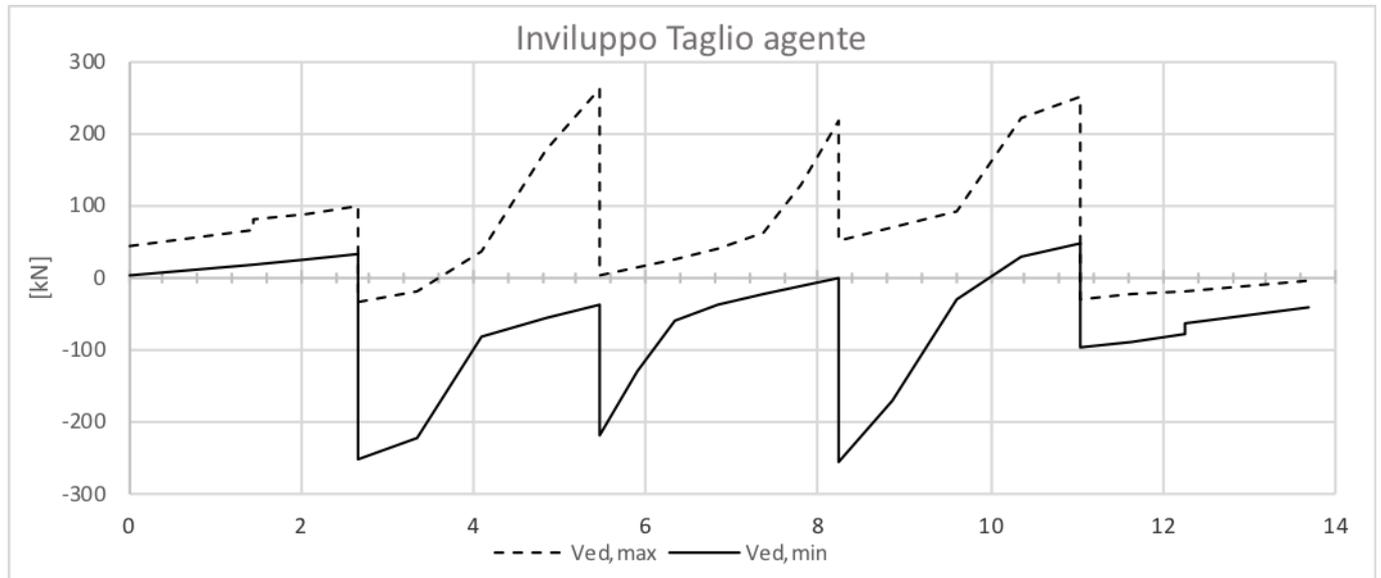
Il taglio resistente della soletta è stato calcolato con la seguente equazione (eq. 4.1.14 NTC 2008):

$$V = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$$

Dove:

- k è un fattore di scala pari a $k = 1 + (200/d)^{0,5} \leq 2$
- $v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{0,5}$
- d è l'altezza utile della sezione (in mm);
- ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);
- $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);
- b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

Di seguito si riporta l'involuppo del taglio.



La verifica di resistenza a taglio è stata condotta nella sezione maggiormente sollecitata in corrispondenza dell'appoggio B (x=5.45m).

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

classe cls	R_{ck}	40	N/mm ²
resist. Caratteristica cilindrica	f_{ck}	33	N/mm ²
	f_{cd}	19	
coeff. parziale	γ_c	1.5	
larghezza membratura resistere a V	b_w	1000	mm
altezza membratura resistere a V	H	450	mm
altezza utile	d	400	mm
area della sezione	A_{TOT}	400000	mm ²
diametro ferro longitudinale	ϕ_l	24	mm
area armatura	A_{sl}	452.4	mm ²
	passo	100	mm
diametro ferro longitudinale predalle	ϕ_l	0	
area armatura	A_{sl}	0.0	mm ²
	passo	400	mm
area armatura totale	$A_{f\ tot}$	4524	mm ²
percentuale di armatura	ρ_l	0.0113	
sforzo assiale dovuto ai carichi o precompressione	N	0	N
ok	σ_{cp}	0.00	N/mm ²
	k	1.71	
	v_{min}	0.45	
taglio resistente	V_{Rd1}	274	kN
	V_{Rd2}	180	kN

taglio sollecitante	V_{Ed}	260	kN
fattore di sicurezza per GR (par. 7.9.5.2.2)	γ_{Rd}	1	
	V_{Rd}	274	kN
	V_{Ed}	<	V_{Rd}
	verifica		

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

VI 04 07 001

REV.

A

FOGLIO

55 di 76

10.3 VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche in esercizio possono essere distinte in: verifiche tensionali e verifiche della fessurazione.
Nelle combinazioni caratteristica e quasi permanente deve risultare:

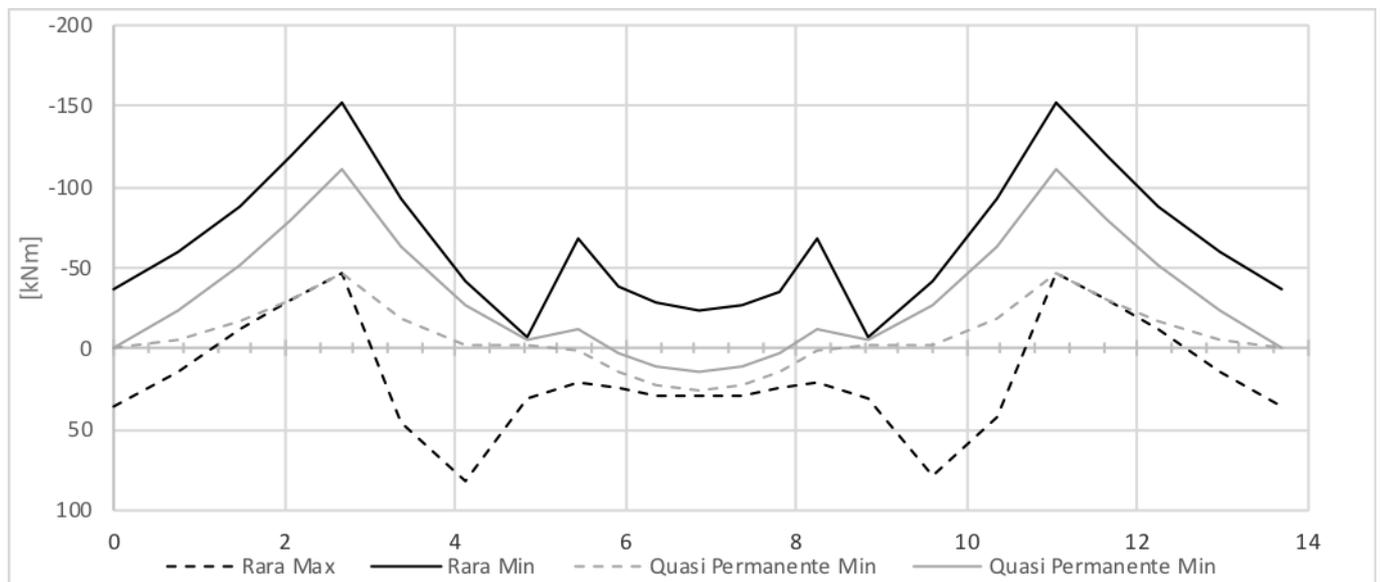
$$\text{Calcestruzzo: } \begin{cases} \sigma_c \leq 0.60 f_{ck} & (\text{combinazione rara}) \\ \sigma_c \leq 0.45 f_{ck} & (\text{combinazione quasi permanente}) \end{cases}$$

$$\text{Acciaio ordinario: } \sigma_s \leq 0.80 f_{yk} \quad (\text{combinazione rara})$$

La verifica della apertura delle fessure è stata condotta utilizzando le tabelle fornite nel par. 4.1.2.2.5.1 della NTC 2008. I limiti sono i seguenti:

$$w < w_l = 0.2 \text{ mm} \quad (\text{combinazione rara})$$

Di seguito si riportano i diagrammi dei momenti flettente massimi e minimi per le diverse combinazioni.



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

VI 04 07 001

REV.

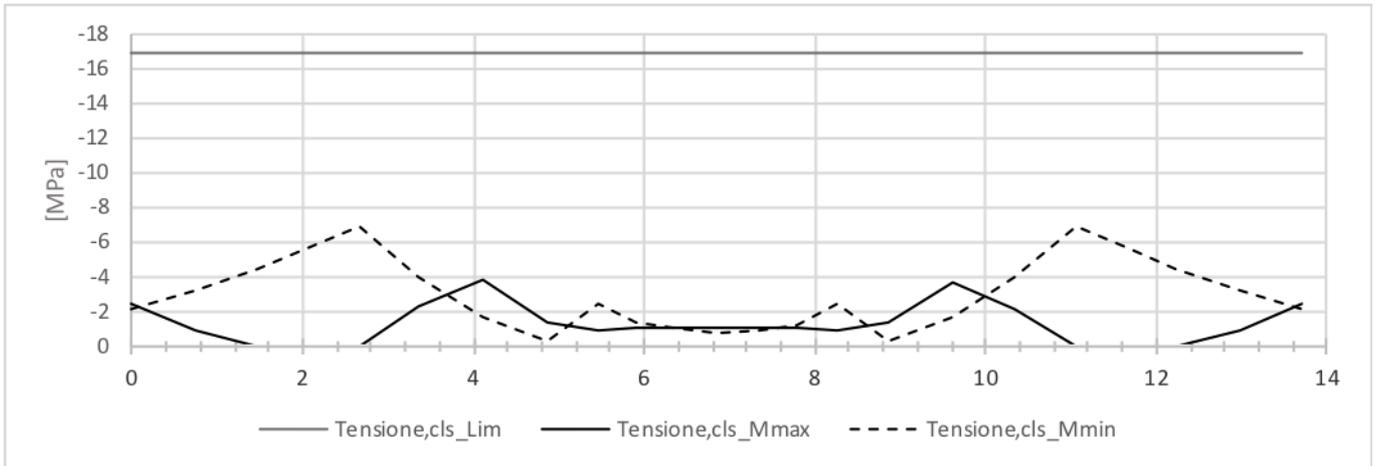
A

FOGLIO

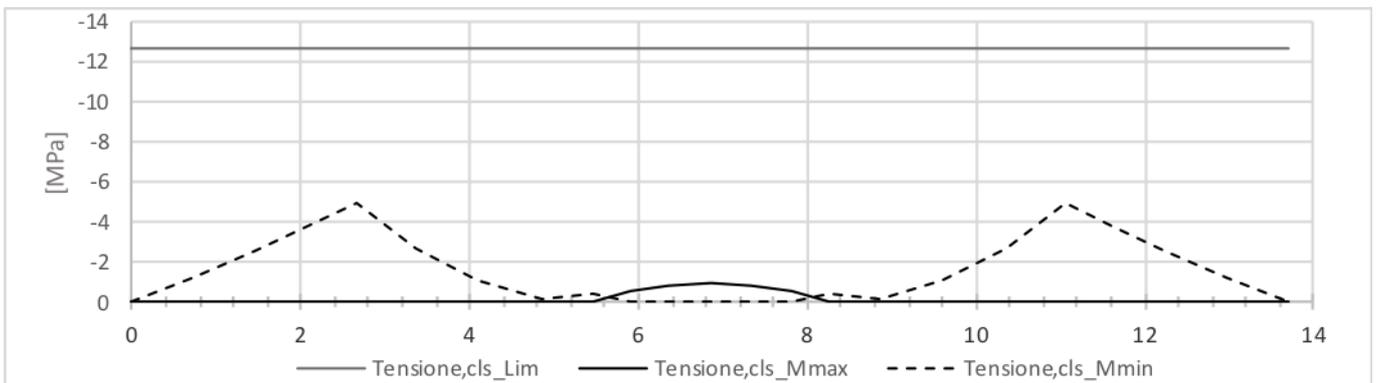
56 di 76

10.3.1 VERIFICHE TENSIONALI

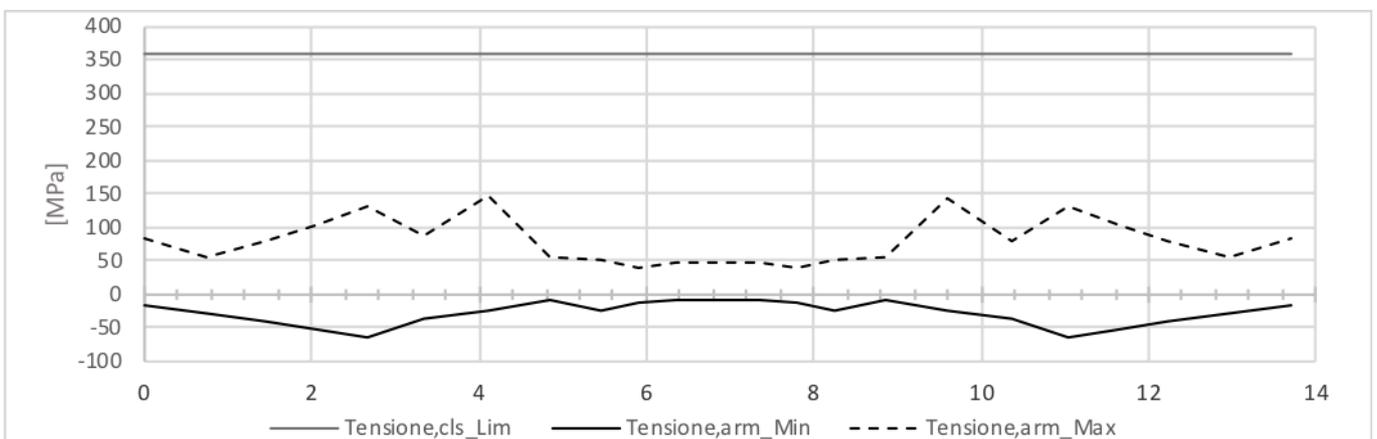
10.3.1.1 CALCESTRUZZO COMBINAZIONE RARA



10.3.1.2 CALCESTRUZZO COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE



10.3.1.3 ACCIAIO ARMATURE COMBINAZIONE RARA



10.3.2 VERIFICA FESSURAZIONE

La verifica a fessurazione si effettua a partire dalle tensioni nelle armature nella combinazione rara. Le tensioni massime risultano 129.5MPa e 148.5 MPa nelle armature superiori ed inferiori rispettivamente. La verifica può essere condotta rispettando il diametro e l'interasse massimo fornito nella circolare esplicativa del 2 febbraio 2009, n. 617.

Tabella C4.1.II Diametri massimi delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Diametro massimo ϕ delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	-

Tabella C4.1.III Spaziatura massima delle barre per il controllo di fessurazione

Tensione nell'acciaio σ_s [MPa]	Spaziatura massima s delle barre (mm)		
	$w_3 = 0,4$ mm	$w_2 = 0,3$ mm	$w_1 = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per garantire un'apertura massima $w=0.2$ mm il diametro e l'interasse delle armature deve essere minore di 25mm e 200mm rispettivamente.

La verifica risulta soddisfatta.

10.4 VERIFICHE A FATICA

Le verifiche di fatica sono state condotte sulle armature ordinarie. Il metodo utilizzato è illustrato nel paragrafo 8.2 del presente documento.

Il fattore di correzione λ_s stato assunto pari a:

$$\lambda_s = \lambda_{s,1} \cdot \lambda_{s,2} \cdot \lambda_{s,3} \cdot \lambda_{s,4} = 1$$

Con:

- $\lambda_{s,1} = 1$ a favore di sicurezza;
- $\lambda_{s,2} = 1$ corrispondente ad un volume di traffico di 25 milioni t/anno/via;
- $\lambda_{s,3} = 1$ corrispondente ad una vita utile a fatica di 100 anni;
- $\lambda_{s,4} = 1$ a favore di sicurezza.

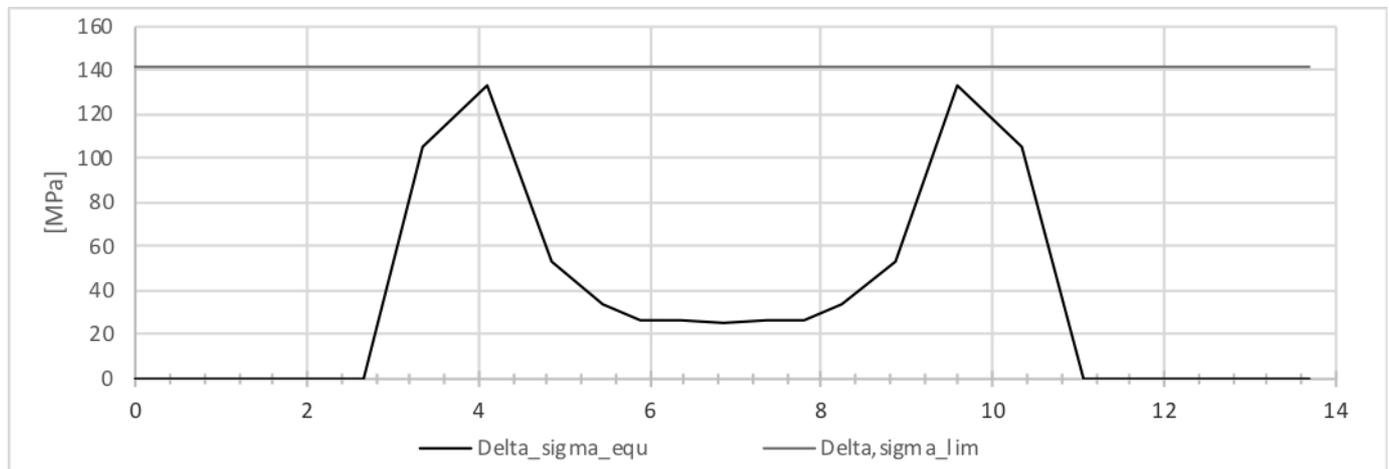
La tensione equivalente è dunque:

$$\Delta\sigma_{s,equ} = \lambda_s \cdot \Phi_2 \cdot \Delta\sigma_{s,71}$$

La verifica è positiva se risulta:

$$\Delta\sigma_{s,equ} \cdot 1.00 \leq \Delta\sigma_{Rsk} / 1.15$$

Con $\Delta\sigma_{Rsk} = 162 \text{ MPa}$.



  	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					
<i>Viadotti ferroviari</i> <i>Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario</i> <i>Relazione di Calcolo</i>	COMMESSA IF1N	LOTTO 01	CODIFICA E ZZ CL	DOCUMENTO VI 04 07 001	REV. A	FOGLIO 59 di 76

11 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

11.1 VERIFICA DEFORMAZIONI TORSIONALI (SGHEMBO)

La condizione più severa si realizza in corrispondenza della zona di appoggio dell'impalcato, durante il passaggio del convoglio SW/2. Di seguito si riporta la verifica di sghembo, riferita agli abbassamenti massimi riscontrati nella soletta di impalcato. I valori degli abbassamenti massimi, rilevati in nodi posti in posizioni coerenti con quanto prevede la normativa per tale tipo di verifica, sono:

$$\delta_1 = 3.28\text{mm}$$

$$\delta_2 = 3.46\text{ mm}$$

Lo sghembo, amplificato dinamicamente, è pari a:

$$t \cong \Phi_3 \times [(\delta_1 - \delta_2)] = 0.2\text{ mm /3m}$$

Il valore di t appena calcolato è inferiore al valore limite previsto dalla normativa e pari a 3.0 mm /3m per il caso $120 < V_{\max} < 200\text{ km/h}$.

11.2 VERIFICA STATO LIMITE DI COMFORT DEI PASSEGGERI

Il comfort di marcia per i passeggeri è controllato limitando i valori della freccia verticale; l'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α ; in caso di ponte a doppio binario dovrà considerarsi carico un solo binario e calcolarsi la freccia in asse a tale binario carico, applicando un solo modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente α .

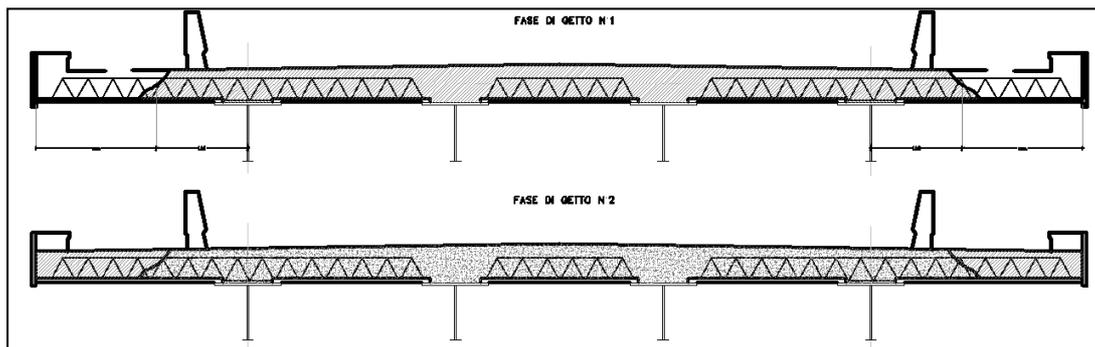
L'abbassamento massimo, amplificato dinamicamente, si rileva in mezzeria ed è pari a:

$$\delta = 15.9\text{mm}$$

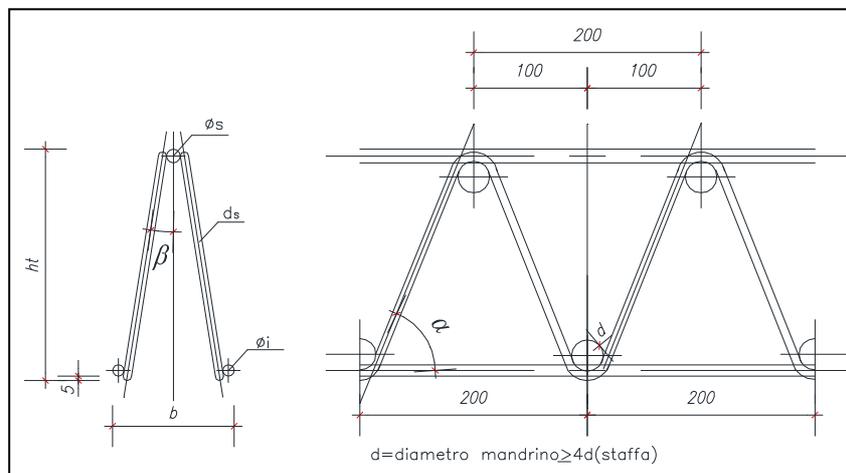
Il valore di δ appena calcolato è inferiore al valore limite previsto dalla normativa per travi appoggiate, pari a $L/600 = 40.8 / 600 = 68\text{ mm}$.

12 VERIFICA PREDALLES

La soletta in cls viene realizzata con un getto in opera su predalles autoportanti prefabbricate tralicciate. Il getto viene effettuato in due differenti fasi: nella fase 1 si getta il calcestruzzo nella zona sovrastante le travi in acciaio, nella fase due si gettano i due sbalzi di luce 1.5m.

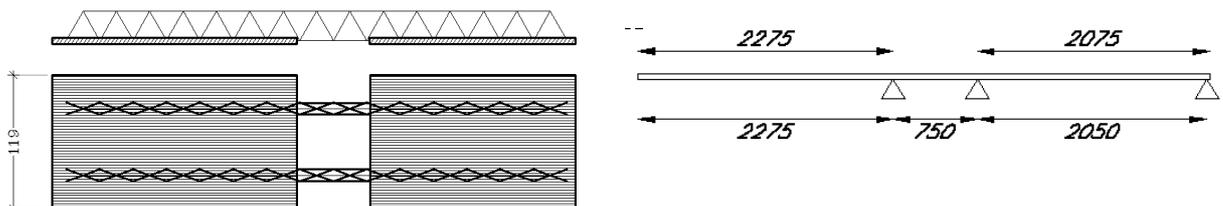


Le predalles hanno una larghezza di 120cm ed uno spessore di 5cm. Il corrente superiore ha diametro 16mm, quello inferiore 12mm mentre i diagonali hanno diametro 10mm.



L'altezza e la larghezza del traliccio sono 205mm e 120mm rispettivamente.

Lo schema statico di calcolo è quello di una trave continua su tre appoggi e di una trave in semplice appoggio. Le predalles sono appoggiate sulla flangia superiore delle travi per una lunghezza di 5cm.



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

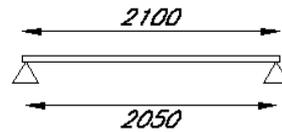
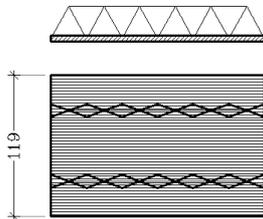
VI 04 07 001

REV.

A

FOGLIO

61 di 76



12.1 ANALISI DEI CARICHI

In fase di progetto si è considerata una predalle di larghezza di 1.2m.

		q [kN/mq]	q [kN/m]	Q [kN/m]	Q [kN]
Peso proprio	G_1	1.3	-	1.53	-
Getto soletta	$G_{2,1}$	10	-	12	-
Velette	$G_{2,2}$	-	2.5	-	3.0
Carico Accidentale	Q	1	-	1.2	-

Allo stato limite ultimo i carichi sono stati combinati nel seguente modo:

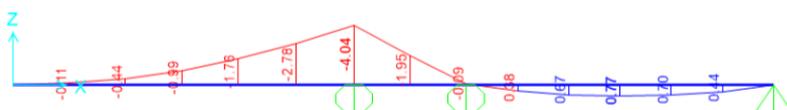
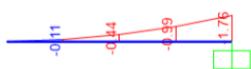
$$\text{Comb. SLU: } 1.35 \times G_1 + 1.35 \times G_{2,1} + 1.5 \times (Q + G_{2,2})$$

12.2 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE

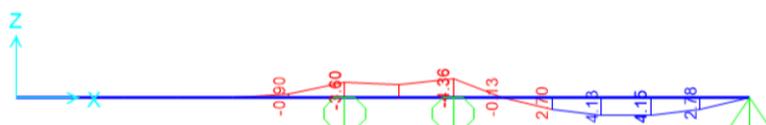
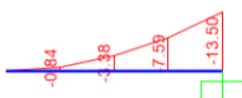
Nelle successive figure sono riportate le sollecitazioni relative ai diversi carichi per la fase 1 e la fase 2. La mensola incastrata di luce 1.5m rappresenta il getto di completamento della soletta effettuato nella fase 2.

Momento flettente:

– G_1



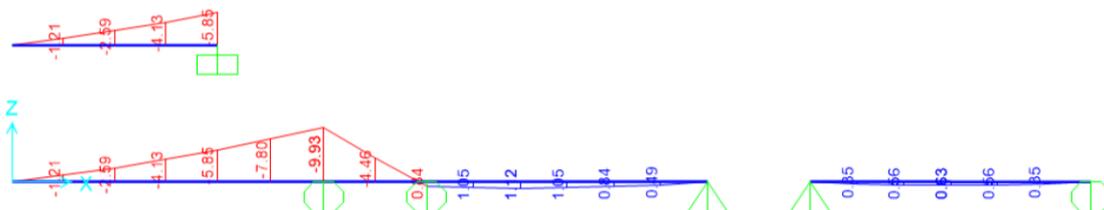
– Getto



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

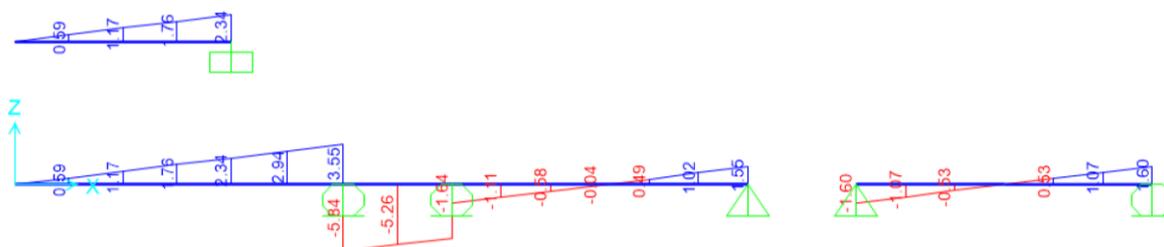
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	62 di 76

– Velette + Q

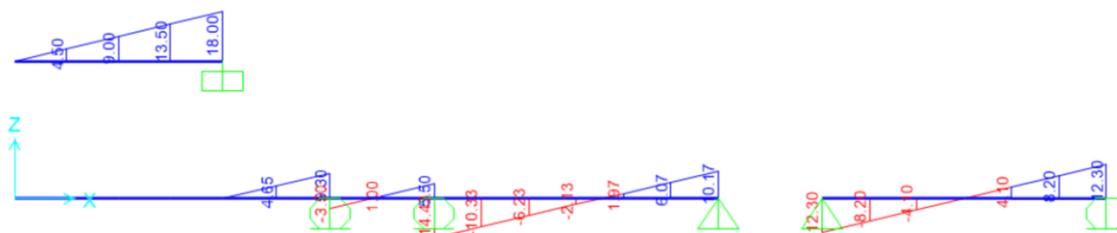


Taglio:

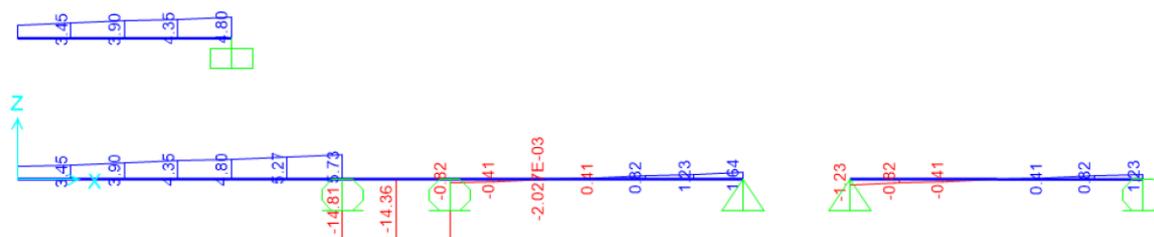
– G1



– Getto



– Veletta + Q



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	63 di 76

12.2.1.1 MEZZERIA TRAVE APPOGGIATA (CAMPATA DE)

SOLLECITAZIONI	
Momento	11.5 kNm
Taglio	22.5 kN

TAGLIO	
Num. Tralici	2
Altezza tralici	h 186 mm
Distanza tra i diagonali	d 200 mm
Interassi ferri inf.	ii 108 mm
Diagonale	di 114 mm
angolo long	β 0.50 rad
angolo trasv.	α 1.02 rad
Taglio	Ved 22.5 kN
Num Barre per traliccio	2
Diametro barre sup.	10 mm
Area barra	Abarra 79
Area barre	Atot 314 mm ²
Inerzia	I 491
Lunghezza libera inflessione	l ₀ 218
Carico critico euleriano	Ncr 20394 N
α	0.49
$\lambda_{segnato}$	1.32
Φ	1.64
χ	0.38
Resistenza caratteristica	fyk 450 MPa
Resistenza caratteristica	fuk 540 MPa
Coeff. SLU	γ 1.05
Coeff. SLU	γ 1.25
Resistenza di progetto	Nrd 51 kN
Res. sezione	Vrd 43.9 kN
Verifica	OK

TRAZIONE/COMPRESSIONE	
tralici	2
Altezza tralici	h 186 mm
Distanza tra i diagonali	d 200 mm
Interassi ferri inf.	ii 108 mm
Interasse ferri sup.	is 600 mm
Num Barre sup	1
Sollecitazione agente	Ned -61.9 kN
Diametro barre sup.	16 mm
Area barra	Abarra 201 mm ²
Area barre	Asup 402 mm ²
Inerzia	I 3217 mm ⁴
Lunghezza libera inflessione	l ₀ 200 mm
Carico critico euleriano	Ncr 158752 N
α	0.49
$\lambda_{segnato}$	0.75
Φ	0.92
χ	0.69
Resistenza caratteristica	fyk 450 MPa
Resistenza caratteristica	fuk 540 MPa
Coeff. SLU	γ 1.05
Coeff. SLU	γ 1.25
Resistenza di progetto	Nrd 119.0 kN
Verifica	OK
Num Barre inf	2
Sollecitazione agente	Ned 61.9 kN
Diametro barre inf	12 mm
Area barra	Abarra 113 mm ²
Area barre	Ainf 452 mm ²
Inerzia	I 1018 mm ⁴
Lunghezza libera inflessione	l ₀ 200 mm
Carico critico euleriano	Ncr 50230 N
α	0.49
$\lambda_{segnato}$	1.01
Φ	1.20
χ	1.00
Resistenza di progetto	Nrd 193.9 kN
Verifica	OK

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	64 di 76

12.2.1.2 SBALZO FASE 1 (APPOGGIO A)

SOLLECITAZIONI	
Momento	-24.7 kNm
Taglio	26.9 kN

TAGLIO	
Num. Tralici	2
Altezza tralici	h 186 mm
Distanza tra i diagonali	d 200 mm
Interassi ferri inf.	ii 108 mm
Diagonale	di 114 mm
angolo long	β 0.50 rad
angolo trasv.	α 1.02 rad
Taglio	Ved 26.9 kN
Num Barre per traliccio	2
Diametro barre sup.	10 mm
Area barra	Abarra 79
Area barre	Atot 314 mm ²
Inerzia	I 491
Lunghezza libera inflessione	l ₀ 218
Carico critico euleriano	Ncr 20394 N
α	0.49
λ_{segnato}	1.32
Φ	1.64
χ	0.38
Resistenza caratteristica	fyk 450 MPa
Resistenza caratteristica	fuk 540 MPa
Coeff. SLU	γ 1.05
Coeff. SLU	γ 1.25
Resistenza di progetto	Nrd 51 kN
Res. sezione	Vrd 43.9 kN
Verifica	OK

TRAZIONE/COMPRESSIONE		
CORRENTE SUPERIORE	tralici	2
	Altezza tralici	h 186 mm
	Distanza tra i diagonali	d 200 mm
	Interassi ferri inf.	ii 108 mm
	Interasse ferri sup.	is 600 mm
	Num Barre sup	1
	Sollecitazione agente	Ned 132.9 kN
	Diametro barre sup.	16 mm
	Area barra	Abarra 201 mm ²
	Area barre	Asup 402 mm ²
	Inerzia	I 3217 mm ⁴
	Lunghezza libera inflessione	l ₀ 200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr 158752 N
	α	0.49
	λ_{segnato}	0.75
	Φ	0.92
	χ	1.00
	Resistenza caratteristica	fyk 450 MPa
	Resistenza caratteristica	fuk 540 MPa
	Coeff. SLU	γ 1.05
Coeff. SLU	γ 1.25	
Resistenza di progetto	Nrd 157.4 kN	
Verifica	OK	
CORRENTE INFERIORE	Num Barre inf	2
	Sollecitazione agente	Ned -132.9 kN
	Diametro barre inf	12 mm
	Area barra	Abarra 113 mm ²
	Area barre	Ainf 452 mm ²
	Inerzia	I 1018 mm ⁴
	Lunghezza libera inflessione	l ₀ 200 mm
	Carico critico euleriano	Ncr 50230 N
	α	0.49
	λ_{segnato}	1.01
	Φ	1.20
	χ	1.00
	Resistenza di progetto	Nrd 193.9 kN
	Verifica	OK

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	65 di 76

12.2.1.3 SBALZO FASE 2 (APPOGGIO F)

SOLLECITAZIONI	
Momento	-30.7 kNm
Taglio	36.9 kN

TAGLIO	
Num. Tralicci	2
Altezza tralicci	h 186 mm
Distanza tra i diagonali	d 200 mm
Interassi ferri inf.	ii 108 mm
Diagonale	di 114 mm
angolo long	β 0.50 rad
angolo trasv.	α 1.02 rad
Taglio	Ved 36.9 kN
Num Barre per traliccio	2
Diametro barre sup.	10 mm
Area barra	Abarra 79 mm ²
Area barre	Atot 314 mm ²
Inerzia	I 491 mm ⁴
Lunghezza libera inflessione	l ₀ 218 mm
Carico critico euleriano	Ncr 20394 N
α	0.49
$\lambda_{segnato}$	1.32
Φ	1.64
χ	0.38
Resistenza caratteristica	fyk 450 MPa
Resistenza caratteristica	fuk 540 MPa
Coeff. SLU	γ 1.05
Coeff. SLU	γ 1.25
Resistenza di progetto	Nrd 51 kN
Res. sezione	Vrd 43.9 kN
Verifica	OK

TRAZIONE/COMPRESSIONE	
tralicci	2
Altezza tralicci	h 186 mm
Distanza tra i diagonali	d 200 mm
Interassi ferri inf.	ii 108 mm
Interasse ferri sup.	is 600 mm
Num Barre sup	1
Sollecitazione agente	Ned 165.2 kN
Diametro barre sup.	16 mm
Area barra	Abarra 201 mm ²
Area barre	Asup 402 mm ²
Inerzia	I 3217 mm ⁴
Lunghezza libera inflessione	l ₀ 200 mm
Carico critico euleriano	Ncr 158752 N
α	0.49
$\lambda_{segnato}$	0.75
Φ	0.92
χ	1.00
Resistenza caratteristica	fyk 450 MPa
Resistenza caratteristica	fuk 540 MPa
Coeff. SLU	γ 1.05
Coeff. SLU	γ 1.25
Resistenza di progetto	Nrd 172.3 kN
Verifica	OK
Num Barre inf	2
Sollecitazione agente	Ned -165.2 kN
Diametro barre inf.	12 mm
Area barra	Abarra 113 mm ²
Area barre	Ainf 452 mm ²
Inerzia	I 1018 mm ⁴
Lunghezza libera inflessione	l ₀ 200 mm
Carico critico euleriano	Ncr 50230 N
α	0.49
$\lambda_{segnato}$	1.01
Φ	1.20
χ	1.00
Resistenza di progetto	Nrd 193.9 kN
Verifica	OK

12.3 VERIFICA TRASVERSALE

La verifica trasversale delle pedalles è stata effettuata alle tensioni ammissibili. I carichi agenti sono:

- Peso proprio: 1.2 kN/m²
- Getto: 10 kN/m²
- Carichi variabili: 1 kN/m²

L'armatura resistente è rappresentata da una rete elettrosaldata $\phi 5$ passo 10cm. Si è ipotizzato che le pedalles lavorino in semplice appoggio con una luce di 60cm ed una mensola di 30cm.

Si riportano le tensioni generate rispettivamente dal momento massimo e minimo:

Momenti agenti		Tensioni M_{max}		Tensioni M_{min}		Tensioni Limite		VERIFICHE
Max	Min	σ_c	σ_{arm}	σ_c	σ_{arm}	$\sigma_{c,lim}$	$\sigma_{s,lim}$	
[kNm/m]	[kNm/m]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[MPa]	
0.75	-0.19	-10.0	168.4	-2.5	42.1	-12.2	260	OK

La verifica a strappamento è stata condotta applicando la formula della resistenza a taglio per elementi privi di armatura a taglio. La resistenza a taglio V_{rd} risulta pari a 11kN maggiore del taglio agente massimo V_{ed} pari a 5 kN.

13 REAZIONI SUGLI APPOGGI

Di seguito si riportano le reazioni agli appoggi.

13.1 AZIONE SISMICA

Il ponte appartiene alla classe d'uso IV, corrispondente ad un coefficiente d'uso $c_u = 2.0$, la vita nominale è pari a $V_N = 100$ anni, la categoria di sottosuolo è "B" e la categoria topografica è "T1".

L'azione sismica è stata calcolata per gli stati limite:

- Stato limite di esercizio: Stato Limite di Danno, SLD
- Stato limite ultimo: Stato Limite di salvaguardia della Vita, SLV

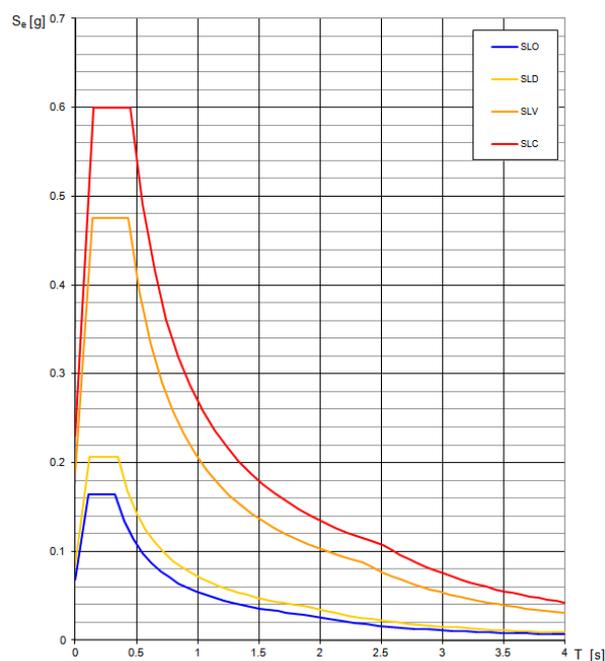
13.1.1 INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO E STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Di seguito si riportano i valori dei parametri spettrali dipendenti dal sito di ogni opera

Latitudine: 14.41979

Longitudine: 41.07825

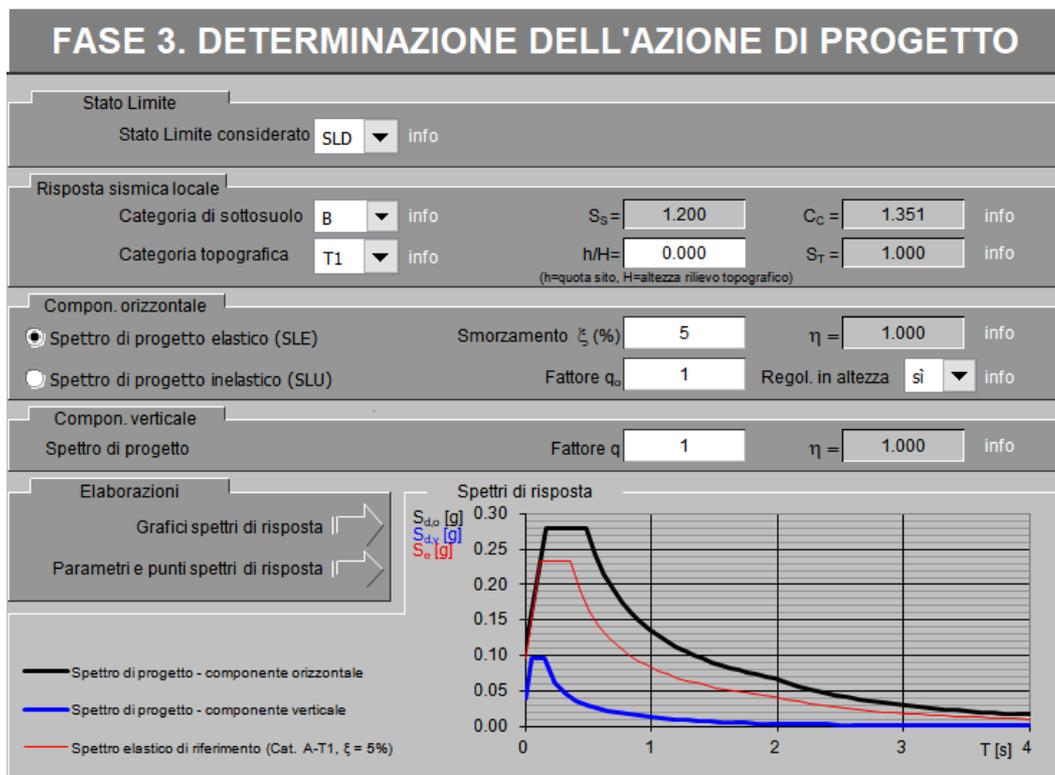
SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	120	0.087	2.429	0.350
SLD	201	0.106	2.461	0.366
SLV	1898	0.221	2.589	0.446
SLC	2475	0.238	2.622	0.453



13.1.2 AZIONI SISMICHE DI PROGETTO

Per la definizione delle azioni, sia allo SLD che allo SLV, è stato considerato un fattore di struttura $q=1$ sia per gli spettri verticali che orizzontali. In relazione alla categoria topografica considerata (T1) si è assunto un coefficiente di amplificazione medio unico e pari a $S_T = 1.0$.

13.1.2.1 SPETTRI ALLO SLD



Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	69 di 76

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLD
a_g	0.106 g
F_c	2.461
T_c	0.366 s
S_s	1.200
C_c	1.345
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_b	0.164 s
T_c	0.492 s
T_d	2.025 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_d = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_d \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_d \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con ηq , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.127
T_b	0.164	0.314
T_c	0.492	0.314
	0.565	0.273
	0.638	0.242
	0.711	0.217
	0.784	0.197
	0.857	0.180
	0.930	0.166
	1.003	0.154
	1.076	0.144
	1.149	0.134
	1.222	0.126
	1.295	0.119
	1.368	0.113
	1.441	0.107
	1.514	0.102
	1.587	0.097
	1.660	0.093
	1.733	0.089
	1.806	0.086
	1.879	0.082
	1.952	0.079
T_d	2.025	0.076
	2.119	0.070
	2.213	0.064
	2.307	0.059
	2.401	0.054
	2.495	0.050
	2.589	0.047
	2.683	0.043
	2.777	0.041
	2.871	0.038
	2.965	0.036
	3.059	0.033
	3.154	0.031
	3.248	0.030
	3.342	0.028
	3.436	0.026
	3.530	0.025
	3.624	0.024
	3.718	0.023
	3.812	0.022
	3.906	0.020
	4.000	0.020

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43\text{m}$ ($L_c=40.8\text{m}$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	70 di 76

13.1.2.2 SPETTRI ALLO SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo **B** info $S_s = 1.171$ $C_c = 1.293$ info

Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_o **1** Regol. in altezza **si** info

Compon. verticale

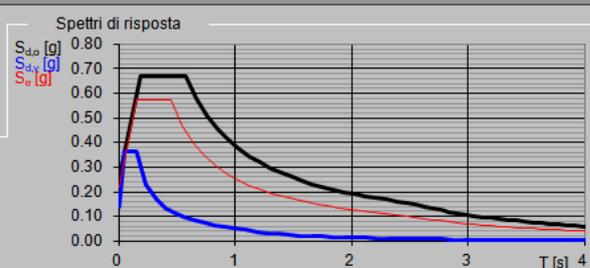
Spettro di progetto Fattore q **1** $\eta = 1.000$ info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta →

Parametri e punti spettri di risposta →

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls $L=43m$ ($L_c=40.8m$) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

IF1N

LOTTO

01

CODIFICA

E ZZ CL

DOCUMENTO

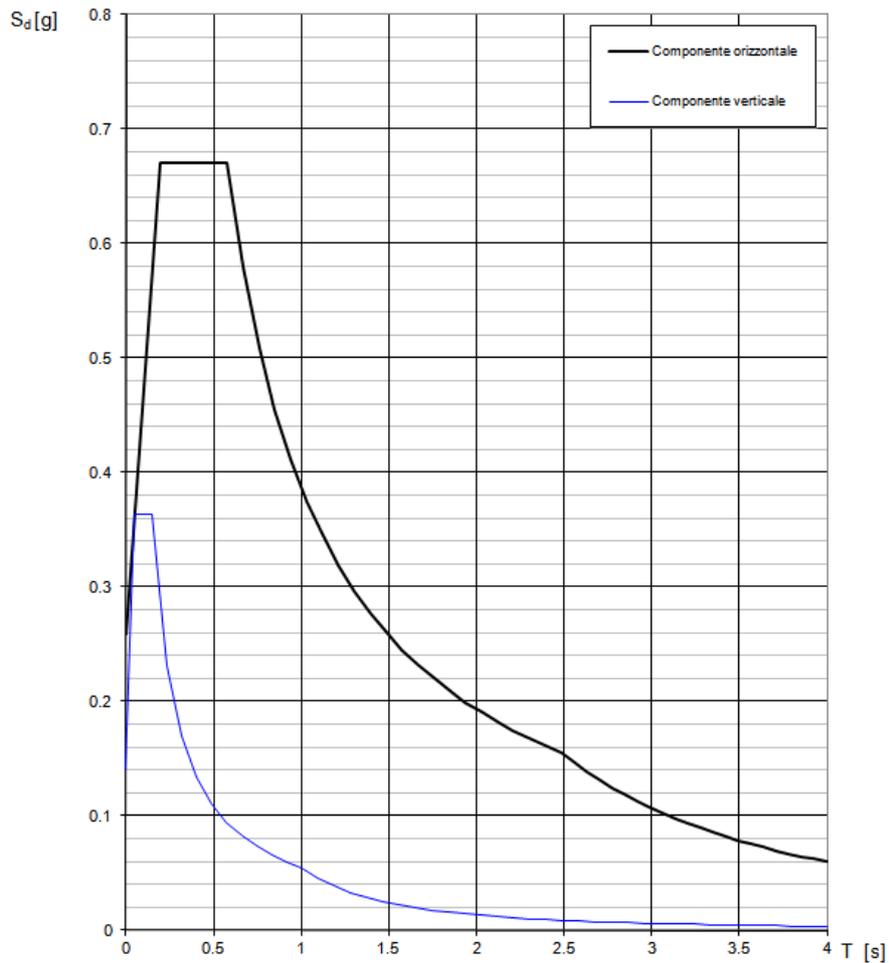
VI 04 07 001

REV.

A

FOGLIO

71 di 76

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	72 di 76

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.221 g
F_o	2.589
T_c	0.446 s
S_s	1.171
C_c	1.293
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.171
η	1.000
T_b	0.192 s
T_c	0.577 s
T_D	2.484 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_c^* \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_e(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.259
T_b	0.192	0.670
T_c	0.577	0.670
	0.668	0.579
	0.758	0.510
	0.849	0.455
	0.940	0.411
	1.031	0.375
	1.122	0.345
	1.212	0.319
	1.303	0.297
	1.394	0.277
	1.485	0.260
	1.576	0.245
	1.666	0.232
	1.757	0.220
	1.848	0.209
	1.939	0.199
	2.030	0.190
	2.120	0.182
	2.211	0.175
	2.302	0.168
	2.393	0.162
T_D	2.484	0.156
	2.556	0.147
	2.628	0.139
	2.700	0.132
	2.772	0.125
	2.845	0.119
	2.917	0.113
	2.989	0.107
	3.061	0.102
	3.134	0.098
	3.206	0.093
	3.278	0.089
	3.350	0.086
	3.422	0.082
	3.495	0.079
	3.567	0.075
	3.639	0.072
	3.711	0.070
	3.783	0.067
	3.856	0.065
	3.928	0.062
	4.000	0.060

Parametri e punti dello spettro di risposta verticale per lo stato linSLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_{max}	0.140 g
S_s	1.000
S_r	1.000
q	1.000
T_n	0.050 s
T_c	0.150 s
T_D	1.000 s

Parametri dipendenti

F_v	1.643
S	1.000
η	1.000

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 §. 3.2.3.5})$$

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_{max}}{g} \right)^{0,5} \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.11})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.10)

$$0 \leq T < T_n \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_n} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_n} \right) \right]$$

$$T_n \leq T < T_c \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.140
T_n	0.050	0.363
T_c	0.150	0.363
	0.235	0.232
	0.320	0.170
	0.405	0.134
	0.490	0.111
	0.575	0.095
	0.660	0.082
	0.745	0.073
	0.830	0.066
	0.915	0.060
T_D	1.000	0.054
	1.094	0.046
	1.188	0.039
	1.281	0.033
	1.375	0.029
	1.469	0.025
	1.563	0.022
	1.656	0.020
	1.750	0.018
	1.844	0.016
	1.938	0.015
	2.031	0.013
	2.125	0.012
	2.219	0.011
	2.313	0.010
	2.406	0.009
	2.500	0.009
	2.594	0.008
	2.688	0.008
	2.781	0.007
	2.875	0.007
	2.969	0.006
	3.063	0.006
	3.156	0.005
	3.250	0.005
	3.344	0.005
	3.438	0.005
	3.531	0.004
	3.625	0.004
	3.719	0.004
	3.813	0.004
	3.906	0.004
	4.000	0.003

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	74 di 76

13.1.3 MASSE IMPALCATO

Le masse dell'impalcato comprendono il peso proprio, il peso dei carichi permanenti portati ed una quota dei carichi da traffico.

CALCOLO MASSA		
Carichi	kN	ton
G1	8660	883
G2	8054	821
LM71	3752	-
SW/2	5070	-
0.2(LM71+SW/2)	1764	180
Tot		1884

13.2 AZIONE SUGLI APPOGGI

Sono riportate di seguito le reazioni sugli appoggi in funzione della tipologia.

Vincolo Fisso		H longitudinale		H trasversale		V verticale	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1.1	G1	0	0	0	0	1024	1024
1.2	Permanenti G2	0	0	0	0	-100	-100
1.3	Ballast	0	0	0	0	818	818
2.1	Treni (LM71,SW2)	0	0	0	0	1878	-21
2.2	Avviamento e Frenatura	1162	-1162	69	-69	58	-58
2.3	Variabili Forza centrifuga	78	-78	158	-158	1	-1
2.4	Serpeggio	0	0	-110	110	91	-91
2.5	Vento sulla struttura carica	193	-193	392	-392	2	-2
2.6	Temperatura	0	0	0	0	0	0
3.1	Sisma,X (longitudinale)	7456	-7456	0	0	0	0
3.2	Sisma Sisma,Y (Trasversale)	0	0	4034	-4034	0	0
3.3	Sisma Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	901	-901

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA

LOTTO

CODIFICA

DOCUMENTO

REV.

FOGLIO

IF1N

01

E ZZ CL

VI 04 07 001

A

75 di 76

Vincolo Multidirezionale		H longitudinale		H trasversale		V verticale	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1.1	G1	0	0	0	0	1141	1024
1.2	Permanenti G2	0	0	0	0	776	-100
1.3	Ballast	0	0	0	0	818	520
2.1	Treni (LM71,SW2)	0	0	0	0	1878	-110
2.2	Avviamento e Frenatura	0	0	0	0	11	-11
2.3	Variabili Forza centriguga	0	0	0	0	138	-138
2.4	Serpeggio	0	0	0	0	78	-78
2.5	Vento sulla struttura carica	0	0	0	0	249	-249
2.6	Temperatura	0	0	0	0	0	0
3.1	Sisma,X (longitudinale)	0	0	0	0	0	0
3.2	Sisma Sisma,Y (Trasversale)	0	0	0	0	0	0
3.3	Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	901	-901

Vincolo Unidirezionale		H longitudinale		H trasversale		V verticale	
		Max	Min	Max	Min	Max	Min
		[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1.1	G1	0	0	0	0	1024	1024
1.2	Permanenti G2	0	0	0	0	-100	-100
1.3	Ballast	0	0	0	0	818	818
2.1	Treni (LM71,SW2)	0	0	0	0	1796	-21
2.2	Avviamento e Frenatura	0	0	51	-51	58	-58
2.3	Variabili Forza centriguga	0	0	287	-287	1	-1
2.4	Serpeggio	0	0	220	-220	78	-78
2.5	Vento sulla struttura carica	0	0	-711	711	2	-2
2.6	Temperatura	0	0	0	0	0	0
3.1	Sisma,X (longitudinale)	0	0	0	0	0	0
3.2	Sisma Sisma,Y (Trasversale)	0	0	7320	-7320	0	0
3.3	Sisma,Z (Verticale)	0	0	0	0	901	-901



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

Viadotti ferroviari
Impalcato in acc.-cls L=43m (Lc=40.8m) doppio binario
Relazione di Calcolo

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IF1N	01	E ZZ CL	VI 04 07 001	A	76 di 76

14 INCIDENZE

Incidenza carpenteria metallica: 4,38 kg/m²

Incidenza armatura soletta: 200 kg/m³