

Regione Autonoma Friuli - Venezia Giulia

DIREZIONE REGIONALE DELLA VIABILITA' E DEI TRASPORTI

Legge 21 dicembre 2001 n. 443 (c.d. "Legge obiettivo")
Primo Programma Nazionale Infrastrutture Strategiche
Intesa Generale Quadro Ministero Infrastrutture e Trasporti - Regione Autonoma
Friuli - Venezia Giulia

F.V.G. 3 NODO E HUB INTERPORTUALE DI TRIESTE

**F.V.G. 3.2 PENETRAZIONE NORD DI TRIESTE: COLLEGAMENTO IN GALLERIA
DA PROSECCO AL PORTO VECCHIO E SOTTOPASSO DELLA CITTA'**
PER RIALLACCIO ALLA GRANDE VIABILITA' TRIESTINA.

SOGGETTO AGGIUDICATORE: REGIONE AUTONOMA FRIULI-VENEZIA GIULIA

Progettazione preliminare affidata in avvalimento al Dipartimento di ingegneria civile
dell'Università degli Studi di Trieste con atto rep. n.7905 dd.19.12.2002

PROGETTO PRELIMINARE



Dipartimento di Ingegneria Civile

Università degli Studi di Trieste



Il Progettista:

Prof. Ing. Aurelio Marchionna

Il Responsabile del procedimento

Prof. Ing. Roberto Camus

Collaboratori:

Dott. Ing. Paolo Perco
Dott. Ing. Paola Capon
Dott. Ing. Giovanni Longo
Dott. Ing. Stefano Moratto
Dott. Ing. Alberto Robba

Consulenti:

Alpina S.p.A.
Studio Ing. Pierpaolo Ferrante
Geotecna Progetti S.p.A.
Soil S.r.l.
Studio Prof. Ass. Ingg. Ferro e Cerioni
Prof. Ing. Sascia Canale

Geologia:

Soil S.r.l.
Dott.Geol. Aldo Battaglia
Dott.Geol. Fabio Staffini

Data

Febbraio 2003

Titolo elaborato:

Scala:

**VIADOTTI E CAVALCAVIA
RELAZIONE TECNICA**

Revisioni:

00

Codifica

P 2 001

INDICE

1.	PREMESSE	5
2.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
3.	SVINCOLO GVT	8
3.1.	Metodi cantieristici	9
3.2.	Rampa Passante Intervallivo – Via Caboto	10
3.2.1.	<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>	10
3.2.2.	<i>Analisi dei carichi</i>	10
3.2.3.	<i>Verifiche di resistenza</i>	13
3.3.	Rampa Valmura – Passante Intervallivo	18
3.3.1.	<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>	18
3.3.2.	<i>Analisi dei carichi</i>	18
3.3.3.	<i>Verifiche di resistenza</i>	21
4.	SVINCOLO MIRAMARE	26
4.1.	Metodi cantieristici	27
4.2.	Rampa Viale Miramare – Penetrazione Nord / Passante Intervallivo	28
4.2.1.	<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>	28
4.2.2.	<i>Analisi dei carichi</i>	28
4.2.3.	<i>Verifiche di resistenza</i>	30
4.3.	Rampa Penetrazione Nord – Viale Miramare	33
4.3.1.	<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>	33
4.3.2.	<i>Analisi dei carichi</i>	33
4.3.3.	<i>Verifiche di resistenza</i>	35
4.4.	Rampa Penetrazione Nord / Passante Intervallivo – Viale Miramare	40
4.4.1.	<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>	40

4.4.2.	<i>Analisi dei carichi</i>	40
4.4.3.	<i>Verifiche di resistenza</i>	42
5.	RACCORDO CON A4	47
5.1.	Metodi cantieristici	48
5.2.	Rampa Ferneti - Trieste	49
5.2.1.	<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>	49
5.2.2.	<i>Analisi dei carichi</i>	49
5.2.3.	<i>Verifiche di resistenza</i>	52
5.3.	Sovrappasso S.P. 6 Comeno	57
5.3.1.	<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>	57
5.3.2.	<i>Analisi dei carichi</i>	57
5.3.3.	<i>Verifiche di resistenza</i>	60
6.	SVINCOLO VIA CUMANO	65
6.1.	Metodi cantieristici	66
6.2.	Viadotti Passante Intervallivo in corrispondenza dello Svincolo di Via Cumano	67
6.2.1.	<i>Caratteristiche geometriche della sezione</i>	67
6.2.2.	<i>Analisi dei carichi</i>	67
6.2.3.	<i>Verifiche di resistenza</i>	70

RELAZIONE TECNICA
VIADOTTI

1. PREMESSE

La relazione seguente riporta le scelte progettuali e i criteri adottati nell'ambito della progettazione dei cavalcavia e degli svincoli della Penetrazione Nord di Trieste.

Nel seguito, per una migliore facilità di comprensione, si è denominato come "Penetrazione Nord" il solo tratto dallo svincolo dell'A4 a viale Miramare e come "Passante Intervallivo" il tratto restante.

Analizzando le varie possibilità ed alternative sono state privilegiate le soluzioni in grado di garantire la maggior uniformità possibile, la rapidità di esecuzione e il contenimento dei costi di esecuzione delle opere in esame.

La scelta è perciò caduta su strutture con gli elementi principali assemblati a piè d'opera. Si è infatti optato per impalcati costituiti da una struttura composta da travi metalliche e da traversi di irrigidimento.

Il numero delle travi è determinato dalla larghezza dell'impalcato, in modo da garantire il bilanciamento e la distribuzione dei carichi.

La struttura metallica è sormontata da una soletta in c.a. gettata su predalles prefabbricate.

Si è adottata, per quanto possibile, una soluzione strutturale che comportasse una flessibilità ripetitiva, non solo per motivi di convenienza economica, ma anche per opportunità di immagine dell'opera.

Nell'ambito della progettazione dell'opera in esame, si sono rilevati necessari gli impalcati delle seguenti rampe di svincolo:

- Svincolo GVT: rampa Passante Intervallivo – Via Caboto
 rampa Valmaura – Passante Intervallivo
- Svincolo di Miramare: rampa Penetrazione Nord– Viale Miramare
 rampa Penetrazione Nord / Passante Intervallivo – Viale
 Miramare
 rampa Viale Miramare – Penetrazione Nord / Passante
 Intervallivo
- Svincolo di raccordo con A4: rampa Ferneti – Trieste
 Sovrappasso S.P. 6 Comeno

Inoltre, in corrispondenza dello svincolo di via Cumano è necessario prevedere due viadotti (uno per carreggiata) del Passante Intervallivo per passare sopra la linea ferroviaria esistente.

- Svincolo di Via Cumano: Passante Intervallivo: Carreggiata GVT – Penetrazione Nord

Passante Intervallivo: Carreggiata Penetrazione Nord – GVT

2. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Poiché la opere in esame vengono realizzate in ambiente marino con gelo, i calcestruzzi utilizzati devono avere mediamente le seguenti caratteristiche:

- classe 4b (XS1 – XF4)
- rapporto a/c <0.50 in modo da garantire la durabilità e l'impermeabilità della struttura
- dosaggio > 300 kg / m³ per ottenere una resistenza meccanica sufficientemente elevata
- presenza di aggreganti resistenti al gelo
- utilizzo di additivi aeranti in modo da inglobare nel calcestruzzo un volume d'aria pari a circa il 5% che, in forme di microbolle disperse nella matrice cementizia, allenta le tensioni che insorgono per la trasformazione dell'acqua liquida in ghiaccio più voluminoso
- classe di consistenza S3/S4
- copriferro minimo pari a 40 mm.

Per le travi in acciaio si utilizza:

- acciaio S355J2G3, S355K2G3 (ex 510D) per gli elementi saldati
- acciaio S355J0 (ex 510C) per gli elementi non saldati, gli angolari e le piastre sciolte

Per la protezione alla corrosione si utilizza acciaio zincato e verniciato.

3. SVINCOLO GVT

Lo svincolo Passante Intervallivo – GVT prevede due rampe in viadotto (cfr elaborati grafici).

Entrambi gli impalcati in acciaio-calcestruzzo sono composti da 6 campate. Le luci sono pari rispettivamente a circa 23m (impalcato Rampa Passante Intervallivo – Via Caboto) e a circa 18.5m (impalcato Rampa Valmura – Passante Intervallivo).

Non avendo particolari vincoli, le pile della rampa Passante Intervallivo – Via Caboto sono state disposte in modo tale che le campate risultassero di luce uguale tra loro, così da avere un'uniformità strutturale. Poiché i viadotti in oggetto si sviluppano in parte lungo curve concentriche, si è scelto di mantenere lo stesso numero di campate anche per la rampa Valmaura – Passante Intervallivo, in modo da disporre le pile dei due impalcati allineate lungo direzioni radiali al tracciato.

La piattaforma di entrambe le rampe ha un bitumato da 6.50 m e larghezza complessiva pari a 8.85 m.

Per la sezione è stata scelta una soluzione con tre travi a doppio T, con controventi verticali ed orizzontali imbullonati. L'utilizzo di tre travi consente di mantenere un interasse ridotto tra le travi stesse e contenere quindi lo spessore della soletta a 30 cm (25 cm di calcestruzzo + 5 cm di predalle).

Le travi di ciascun impalcato hanno altezza costante, e poggiano su baggioli di altezza variabile, in modo da permettere la variazione di pendenza trasversale senza ricorrere a rotazioni rigide, ovvero a solette di spessore variabile. Le anime delle travi sono pertanto sempre verticali rendendo particolarmente facile la giunzione in opera dei conci. La struttura è infatti disegnata per essere varata in opera mediante autogrù di media portata, giuntando i conci preassemblati in officina. Così facendo si evita di dover realizzare appoggi provvisori.

L'altezza delle travi è stata determinata in funzione della luce delle campate.

3.1. Metodi cantieristici

Data l'ubicazione delle rampe in una zona priva di vincoli e di interferenze con altra viabilità esistente, è possibile realizzare gli impalcati utilizzando più mezzi contemporaneamente.

Si procede quindi secondo le seguenti fasi:

- realizzazione delle spalle e delle pile
- collegamento delle tre travi a piè d'opera e varo delle stesse con la gru
- assemblaggio dei diversi conci di trave
- posizionamento delle predalles e getto della soletta

Dall'inizio del cantiere alla realizzazione di entrambi gli impalcati si prevede un periodo di circa 15 mesi.

Permanenti portati

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei marciapiedi, delle velette, delle barriere e dei frangivento:

Elemento	Peso per unità di misura	Quantità	Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato [kN/m]
Pavimentazione	2 kN/m ²	2 x 6.50 =	13.0
Marciapiedi	25 kN/m ³	(0.65 + 1.40) x 0.20 x 25 =	10.25
Barriera	2 kN/m	2 x 2 =	4.0
Veletta in c.a..	25 kN/m ³	0.15 x 2.3 x 25 =	8.625
Frangivento	1 kN/m	2 x 1 =	2

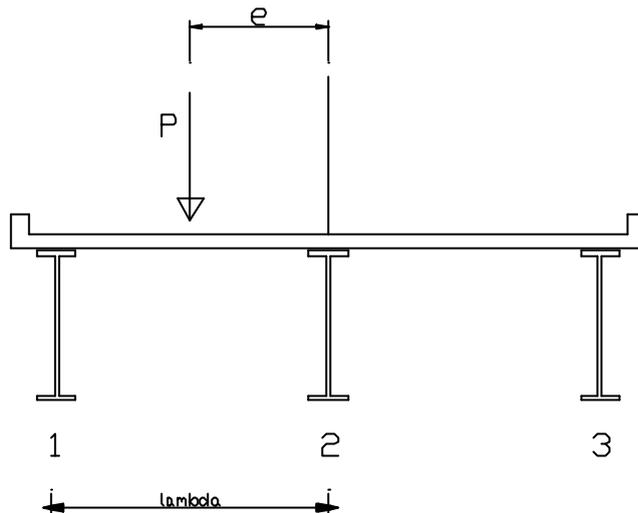
essi sono complessivamente 39 kN/m e vengono applicati sulle tre travi come carichi uniformi di 13 kN/m.

Carichi accidentali

Sono stati adottati i carichi accidentali come da Regolamento D.M. 4 maggio 1990 per ponti di 1^a categoria.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura dell'impalcato sono state considerate tutte le possibili condizioni di carico ottenibili prendendo in considerazione sia due stese di carico di tipo $q_{1,a} + q_{1,b}$ (con il fattore riduttivo di 0.5 per la seconda stesa, tanto per il carico $q_{1,a}$ che per il $q_{1,b}$), sia un'unica stesa.

Data la geometria della sezione trasversale degli impalcato, si può ragionevolmente assumere la sezione stessa come infinitamente rigida, ipotizzando cioè che a deformazione avvenuta tutti i punti della sezione si vengano a trovare allineati. Si è quindi utilizzato il metodo di Engesser – Courbon per determinare la ripartizione trasversale delle singole colonne di carico su ciascuna trave.



Facendo riferimento alla figura precedente, il carico sulla trave più esterna (che risulta la più caricata) dovuta ad una forza P, può essere determinato mediante la seguente espressione:

$$P_1 = \frac{P}{n} \cdot \left[1 + 6 \cdot \left(\frac{e}{(n+1) \cdot \lambda} \right) \right]$$

dove: n = numero di travi

e = eccentricità del carico

λ = interasse delle travi

Tramite l'espressione precedentemente riportata è possibile determinare la quota parte di carico agente sulla trave 1, dovuta alle due stese di carico.

Nel caso in esame risulta che sulla trave più caricata agisce il 73% della prima stesa di carico e l'8% della seconda stesa.

3.2.3. Verifiche di resistenza

Analizzando la trave in oggetto caricata con il peso proprio, i carichi permanenti e con le percentuali di carico accidentale sopra riportate, e considerando le diverse distribuzioni longitudinali dei carichi, in modo da massimizzare alternativamente le sollecitazioni in campata e sugli appoggi, si ottengono i seguenti risultati:

$M_{p,proprio}^+ = 1000 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto al peso proprio

$M_{p,proprio}^- = -1360 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto al peso proprio

$M_{perm}^+ = 535 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi permanenti

$M_{perm}^- = -730 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi permanenti

$M_{acc}^+ = 5885 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi accidentali

$M_{acc}^- = -3900 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi accidentali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento in campata

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	500 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	22 mm	H _a =	1190 mm
piattabanda inferiore	B ₁₁ =	500 mm	t ₁₁ =	30 mm
piatti aggiunti:	B ₁₂ =	500 mm	t ₁₂ =	20 mm
	B ₁₃ =		t ₁₃ =	
	B ₁₄ =		t ₁₄ =	
	B ₁₅ =		t ₁₅ =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1270 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

AREA	A _a =	661,80 cm ²
MOM. STATICO INF.	S _i =	36336,10 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Y _a =	54,90 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	J _{xx} =	1.767.801 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	J _{yy} =	83.439 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	J _{zz} =	1.413 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	W _s =	24.520 cm ³
MODULO RES. INF.	W _i =	32.197 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

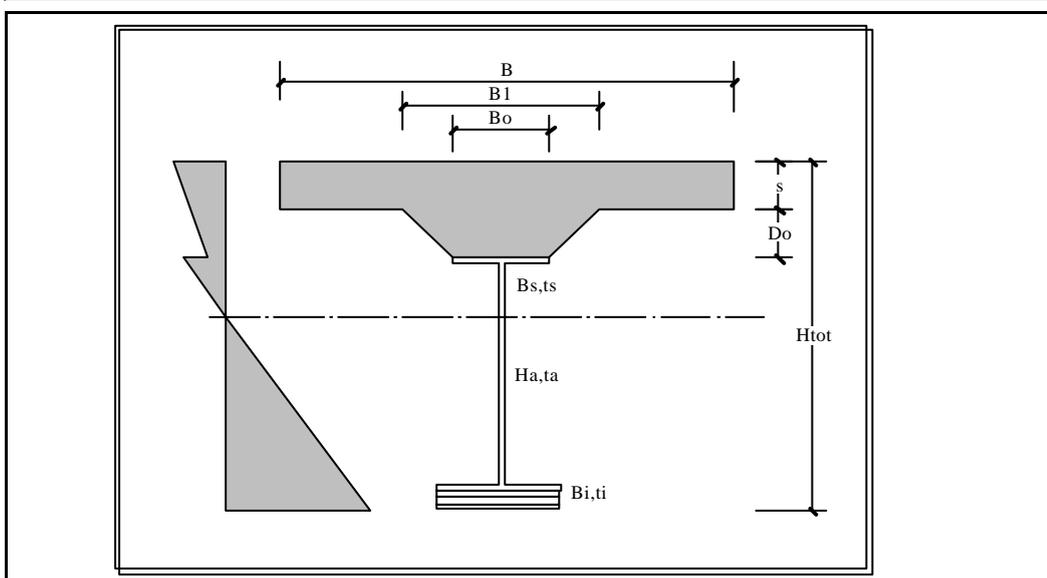
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	23,00 m
INTERASSE TRAVI	i=	2,60 m

$$B = B_0 + 10 * s = 300,00 \text{ cm}$$

$$B = B_0 + L / 5 = 460,00 \text{ cm}$$

LARGH. SOLETTA COLLAB. B= 260 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 157,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R' cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1887,93 cm ²	A= 1287,93 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	210733,99 cm ³	Si= 125533,99 cm ³
BARICENTRO SEZ. OMOGENEA	Y=	111,62 cm	Y= 97,47 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	236950,60 cm ³	S= 347337,31 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	5138819,77 cm ⁴	J= 4282165,09 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	113244,04 cm ³	Wc,s= 71932,38 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	334160,85 cm ³	Wc,i= 145008,58 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	334160,85 cm ³	Wc,a= 145008,58 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	334160,85 cm ³	Wa,s= 145008,58 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	46037,81 cm ³	Wa,i= 43933,35 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M= 100.000 Kgm	peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M= 53.500 Kgm	pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M= 588.500 Kgm	accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-407,82 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	310,58 Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-16,01 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	116,21 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	7,27 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	2,46 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	2,46 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-85,51 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	282,25 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-5,72 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-2,84 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-2,84 Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-176,11 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	1278,30 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-79,95 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-27,09 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-27,09 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-669,45 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	1871,13 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-85,67 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-29,93 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-29,93 Kg/cm ²

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento sugli appoggi

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	500 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	20 mm	H _a =	1190 mm
piattabanda inferiore	B _{ii} =	500 mm	t _{ii} =	30 mm
	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1250 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

AREA	Aa=	538,00 cm ²
MOM. STATICO INF.	Si=	33625,00 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Ya=	62,50 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	Jxx=	1.397.385 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	Jyy=	62.579 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	Jzz=	1.180 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	Ws=	22.358 cm ³
MODULO RES. INF.	Wi=	22.358 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

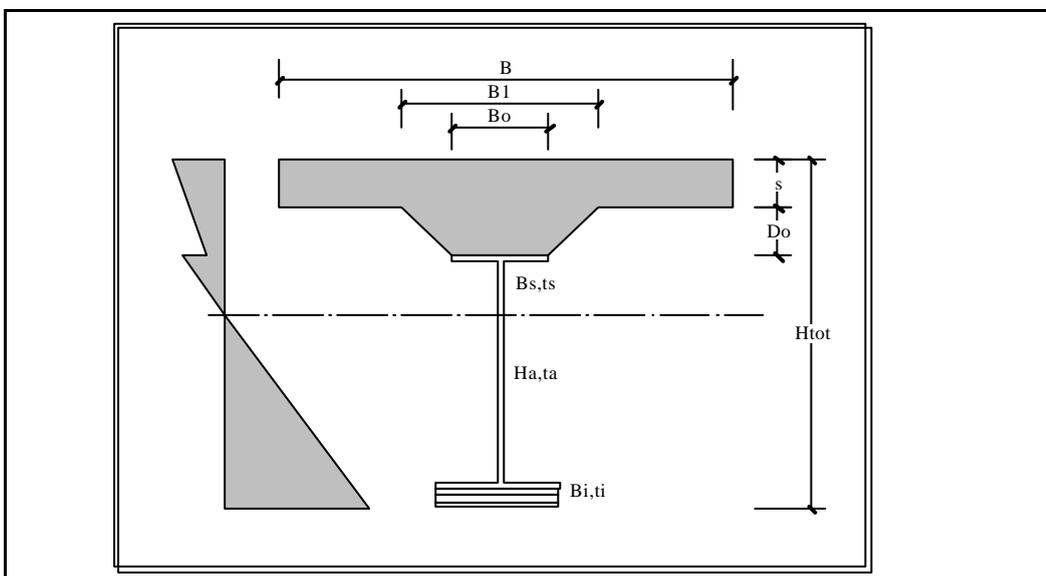
LUCE DELLA TRAVE L= 23,00 m

INTERASSE TRAVI i= 2,60 m

$$B = B_0 + 10 * s = 300,00 \text{ cm}$$

$$B = B_0 + L / 5 = 460,00 \text{ cm}$$

LARGH. SOLETTA COLLAB. B= 260 cm



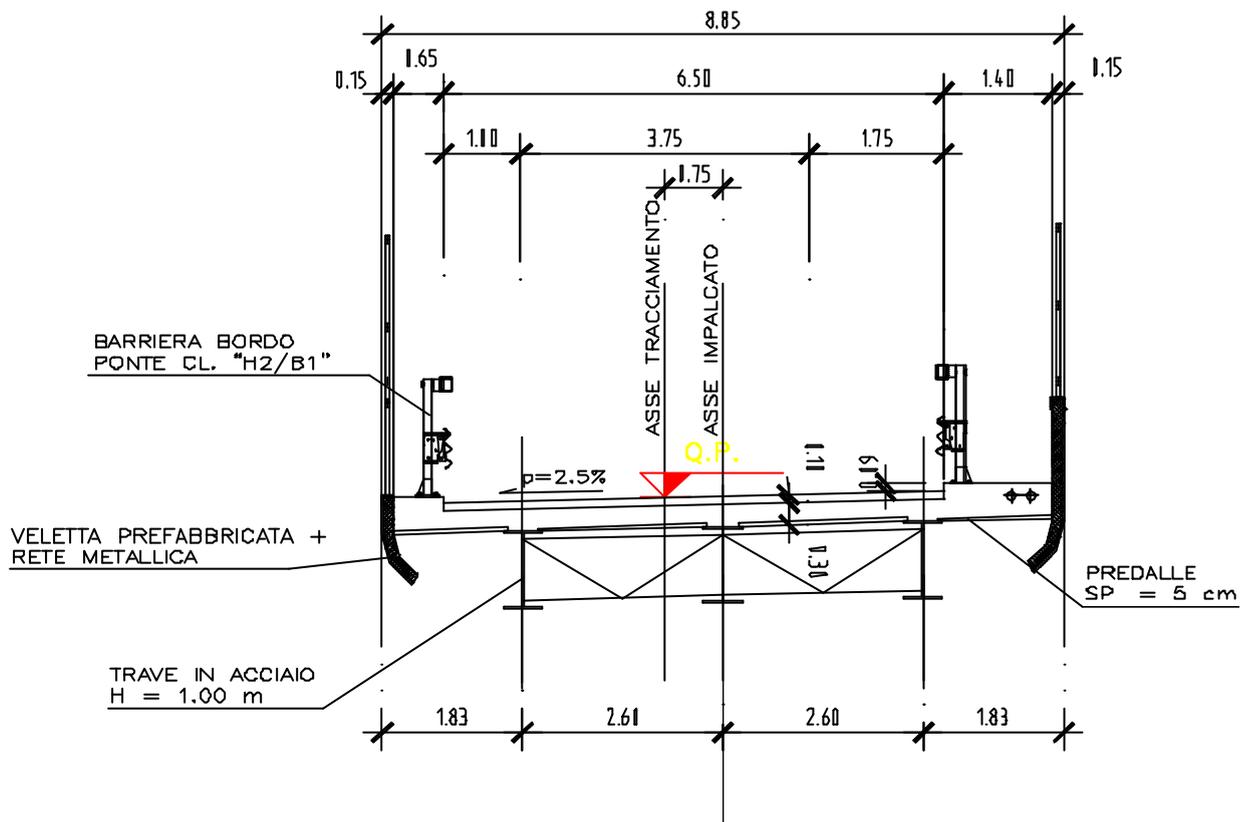
DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 155,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R'ck= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1764,13 cm ²	A= 1164,13 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	205570,63 cm ³	Si= 121570,63 cm ³
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	Y=	116,53 cm	Y= 104,43 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	183081,20 cm ³	S= 277442,42 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	3749992,68 cm ⁴	J= 3204060,80 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	97473,43 cm ³	Wc,s= 63359,50 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	442636,34 cm ³	Wc,i= 155767,25 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	442636,34 cm ³	Wc,a= 155767,25 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	442636,34 cm ³	Wa,s= 155767,25 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	32181,03 cm ³	Wa,i= 30681,29 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1ª FASE :	MOMENTO	M= -136.000 Kgm	peso proprio
2ª FASE :	MOMENTO	M= -73.000 Kgm	pesi permanenti
3ª FASE :	MOMENTO	M= -390.000 Kgm	accidentali
1ª FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	608,28 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-608,28 Kg/cm ²
2ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2ª fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	16,49 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-226,84 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-11,52 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-2,54 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-2,54 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-79,61 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	404,16 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	8,86 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	3,60 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	3,60 Kg/cm ²
3ª FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	88,11 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-1211,89 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	61,56 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	13,56 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	13,56 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	616,78 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-1416,02 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	70,42 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	17,16 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	17,16 Kg/cm ²

Perché la trave risulti verificata è necessario aggiungere una piattabanda inferiore in corrispondenza dei massimi momenti in campata.

3.3. Rampa Valmura – Passante Intervallivo

3.3.1. Caratteristiche geometriche della sezione

La geometria della sezione è riportata nella figura seguente.



3.3.2. Analisi dei carichi

Peso proprio

Per le travi principali in acciaio si è assunto un $\gamma = 1.2 \cdot 78.5 = 94.2 \text{ kN/m}^3$, che tiene in conto con l'incremento del 20% della densità dell'acciaio, del peso dei controventi reticolari e delle bullonature.

Per la soletta si è utilizzato un carico uniforme di 19.50 kN/m applicato sulla trave centrale e di 23.48 per le travi laterali.

Permanenti portati

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei marciapiedi, delle velette, delle barriere e dei frangivento:

Elemento	Peso per unità di misura	Quantità	Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato [kN/m]
Pavimentazione	2 kN/m ²	2 x 6.50 =	13.0
Marciapiedi	25 kN/m ³	(0.65 + 1.40) x 0.20 x 25 =	10.25
Barriera	2 kN/m	2 x 2 =	4.0
Veletta in c.a..	25 kN/m ³	0.15 x 2.3 x 25 =	8.625
Frangivento	1 kN/m	2 x 1 =	2

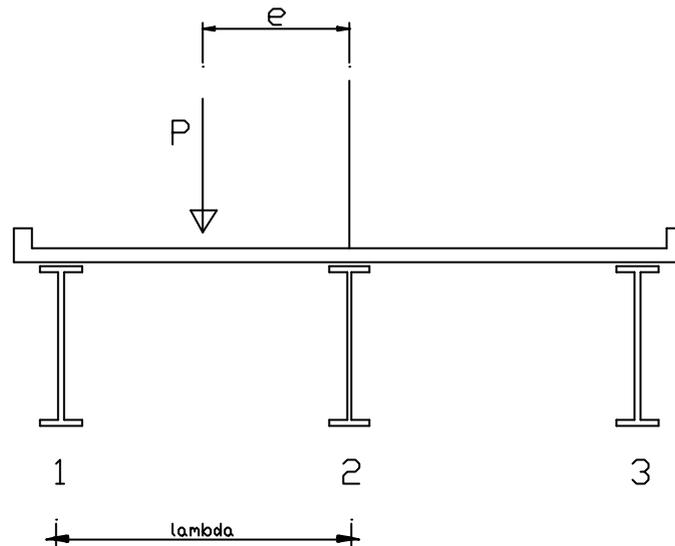
essi sono complessivamente 39 kN/m e vengono applicati sulle tre travi come carichi uniformi di 13 kN/m.

Carichi accidentali

Sono stati adottati i carichi accidentali come da Regolamento D.M. 4 maggio 1990 per ponti di 1^a categoria.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura dell'impalcato sono state considerate tutte le possibili condizioni di carico ottenibili prendendo in considerazione sia due stese di carico di tipo $q_{1,a} + q_{1,b}$ (con il fattore riduttivo di 0.5 per la seconda stesa, tanto per il carico $q_{1,a}$ che per il $q_{1,b}$), sia un'unica stesa.

Data la geometria della sezione trasversale degli impalcato, si può ragionevolmente assumere la sezione stessa come infinitamente rigida, ipotizzando cioè che a deformazione avvenuta tutti i punti della sezione si vengano a trovare allineati. Si è quindi utilizzato il metodo di Engesser – Courbon per determinare la ripartizione trasversale delle singole colonne di carico su ciascuna trave.



Facendo riferimento alla figura precedente, il carico sulla trave più esterna (che risulta la più caricata) dovuta ad una forza P, può essere determinato mediante la seguente espressione:

$$P_1 = \frac{P}{n} \cdot \left[1 + 6 \cdot \left(\frac{e}{(n+1) \cdot \lambda} \right) \right]$$

dove: n = numero di travi

e = eccentricità del carico

λ = interasse delle travi

Tramite l'espressione precedentemente riportata è possibile determinare la quota parte di carico agente sulla trave 1, dovuta alle due stese di carico.

Nel caso in esame risulta che sulla trave più caricata agisce il 73% della prima stesa di carico e l'8% della seconda stesa.

3.3.3. Verifiche di resistenza

Analizzando la trave in oggetto caricata con il peso proprio, i carichi permanenti e con le percentuali di carico accidentale sopra riportate, e considerando le diverse distribuzioni longitudinali dei carichi, in modo da massimizzare alternativamente le sollecitazioni in campata e sugli appoggi, si ottengono i seguenti risultati:

$$M_{p,\text{proprio}}^+ = 665 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento in campata dovuto al peso proprio}$$

$$M_{p,\text{proprio}}^- = -905 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento sull'appoggio dovuto al peso proprio}$$

$$M_{\text{perm}}^+ = 360 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento in campata dovuto ai carichi permanenti}$$

$$M_{\text{perm}}^- = -490 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi permanenti}$$

$$M_{\text{acc}}^+ = 4600 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento in campata dovuto ai carichi accidentali}$$

$$M_{\text{acc}}^- = -3020 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi accidentali}$$

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento in campata

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	500 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	22 mm	H _a =	940 mm
Piattabanda inferiore	B _{ii} =	500 mm	t _{ii} =	30 mm
piatti aggiunti:	B _{i2} =	500 mm	t _{i2} =	20 mm
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1020 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

AREA	A _a =	606,80 cm ²
MOM. STATICO INF.	S _i =	26453,60 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Y _a =	43,60 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	J _{xx} =	1.075.443 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	J _{yy} =	83.417 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	J _{zz} =	1.325 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	W _s =	18.414 cm ³
MODULO RES. INF.	W _i =	24.669 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

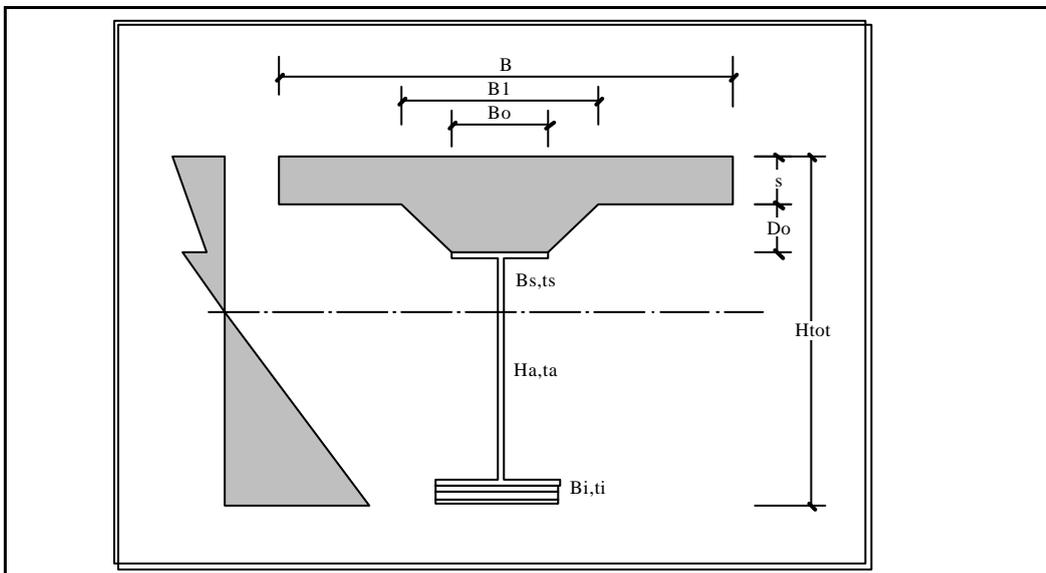
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	18,80 m
INTERASSE TRAVI	i=	2,60 m

$$B = B_0 + 10 * s = 300,00 \text{ cm}$$

$$B = B_0 + L / 5 = 376,00 \text{ cm}$$

LARGH. SOLETTA COLLAB. B= 260 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 132,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R' cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1832,93 cm ²	A= 1232,93 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	170198,24 cm ³	Si= 99998,24 cm ³
BARICENTRO SEZ. OMOGENEA	Y=	92,86 cm	Y= 81,11 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	188324,51 cm ³	S= 279971,81 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	3369709,02 cm ⁴	J= 2804733,14 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	86084,57 cm ³	Wc,s= 55109,50 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	368509,09 cm ³	Wc,i= 134237,44 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	368509,09 cm ³	Wc,a= 134237,44 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	368509,09 cm ³	Wa,s= 134237,44 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	36289,69 cm ³	Wa,i= 34581,00 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M= 66.500 Kgm	peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M= 36.000 Kgm	pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M= 460.000 Kgm	accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-361,15 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	269,57 Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-9,77 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	99,20 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	6,43 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	1,50 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	1,50 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-92,37 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	358,58 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-5,02 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-2,06 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-2,06 Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-124,83 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	1267,58 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-82,21 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-19,20 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-19,20 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-578,35 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	1895,73 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-87,23 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-21,27 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-21,27 Kg/cm ²

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

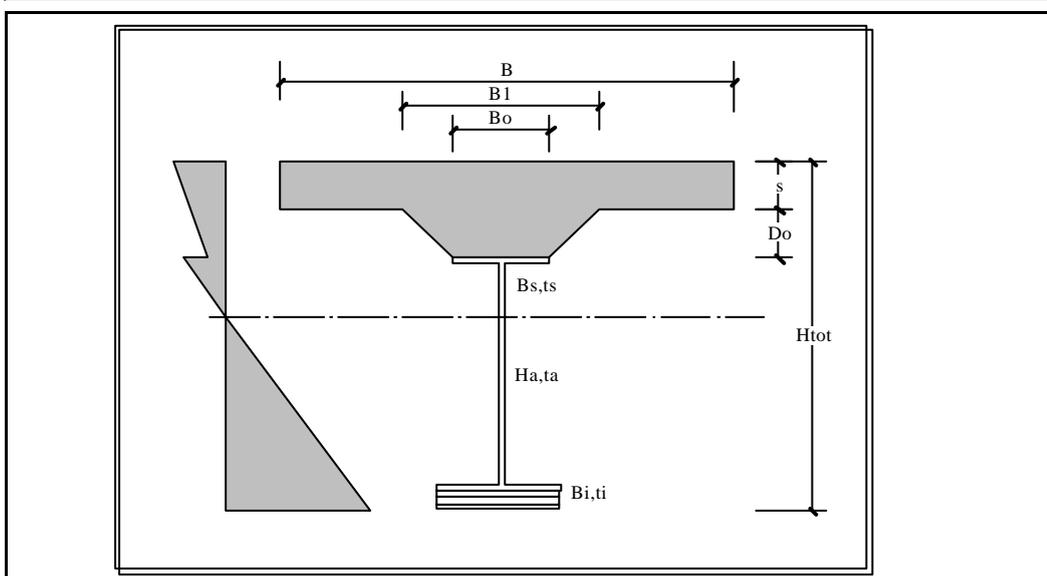
DESCRIZIONE: Massimo momento sull'appoggio

DATI TRAVE METALLICA:			
Piattabanda superiore	$B_s =$	500 mm	$t_s =$ 30 mm
Anima	$t_a =$	22 mm	$H_a =$ 940 mm
Piattabanda inferiore	$B_{i1} =$	500 mm	$t_{i1} =$ 30 mm
piatti aggiunti:	$B_{i2} =$		$t_{i2} =$
	$B_{i3} =$		$t_{i3} =$
	$B_{i4} =$		$t_{i4} =$
	$B_{i5} =$		$t_{i5} =$
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA			$H_2 =$ 1000 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA		
AREA	$A_a =$	506,80 cm ²
MOM. STATICO INF.	$S_i =$	25340,00 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	$Y_a =$	50,00 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	$J_{xx} =$	858.174 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	$J_{yy} =$	62.583 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	$J_{zz} =$	1.195 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	$W_s =$	17.163 cm ³
MODULO RES. INF.	$W_i =$	17.163 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.		
SPESSORE SOLETTA	$s =$	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	$D_0 =$	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	$B_1 =$	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	$B_0 =$	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	$A_f =$	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	$c =$	4,00 cm

CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE		
LUCE DELLA TRAVE	$L =$	18,80 m
INTERASSE TRAVI	$i =$	2,60 m
	$B = B_0 + 10 * s =$	300,00 cm
	$B = B_0 + L / 5 =$	376,00 cm
LARGH. SOLETTA COLLAB.	$B =$	260 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 130,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R'ck= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1732,93 cm ²	A= 1132,93 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	166632,38 cm ³	Si= 97632,38 cm ³
BARI CENTRO SEZ OMOGENEA	Y=	96,16 cm	Y= 86,18 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	146979,77 cm ³	S= 224820,29 cm ³
INERZIA BARI.C. SEZ. OMOG.	J=	2477237,12 cm ⁴	J= 2106359,09 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	73196,71 cm ³	Wc,s= 48065,03 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	644516,36 cm ³	Wc,i= 152379,50 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	644516,36 cm ³	Wc,a= 152379,50 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	644516,36 cm ³	Wa,s= 152379,50 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	25762,57 cm ³	Wa,i= 24442,27 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1ª FASE :	MOMENTO	M= -90.500 Kgm	peso proprio
2ª FASE :	MOMENTO	M= -49.000 Kgm	pesi permanenti
3ª FASE :	MOMENTO	M= -302.000 Kgm	accidentali
1ª FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	527,28 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-527,28 Kg/cm ²
2ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2ª fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	7,60 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-190,20 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-10,30 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-1,17 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-1,17 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-81,38 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	507,32 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	7,84 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	2,47 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	2,47 Kg/cm ²
3ª FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	46,86 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-1172,24 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	63,47 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	7,21 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	7,21 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	492,76 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-1192,21 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	71,32 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	9,68 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	9,68 Kg/cm ²

Perché la trave risulti verificata è necessario aggiungere una piattabanda inferiore in corrispondenza dei massimi momenti in campata.

4. SVINCOLO MIRAMARE

Lo svincolo di Viale Miramare prevede tre rampe in viadotto (cfr elaborati grafici).

Il viadotto sulla rampa Viale Miramare – Penetrazione Nord / Passante Intervallivo è a campata unica, ed ha una luce di circa 15 m. La piattaforma stradale ha un bitumato da 6.50 m e larghezza complessiva pari a 8.85 m.

Il viadotto della rampa Penetrazione Nord – Viale Miramare ha tre campate di lunghezza in asse impalcato rispettivamente pari a 31.60 m, 32.30 m e 29.00 m. La posizione della spalla S1 e della prima pila sono vincolate da Viale Miramare, che viene sovrappassato dalla rampa stessa. La piattaforma stradale ha un bitumato da 8.00 m e larghezza complessiva pari a 10.85 m.

Infine, il viadotto della rampa Penetrazione Nord / Passante Intervallivo – Viale Miramare è composto da tre campate di circa 27 m ciascuna. La piattaforma stradale ha un bitumato di 6.00 m e la larghezza complessiva della sezione è pari a 8.35 m.

Per la sezione trasversale dei tre viadotti in oggetto è stata scelta una soluzione con trave a cassone. Tale tipologia strutturale consente di mitigare l'impatto visivo di queste opere.

L'altezza delle travi è stata determinata in funzione della luce delle campate e dello schema statico adottato per la schematizzazione statica degli impalcati.

4.1. Metodi cantieristici

Poiché le rampe dello svincolo in oggetto interferiscono con Viale Miramare, è necessario prevedere la parzializzazione delle carreggiate per la realizzazione delle spalle e delle pile in adiacenza al viale di cui sopra.

Realizzate le sottostrutture degli impalcati si procede al varo delle travi con le gru, e all'assemblaggio delle stesse.

Si posizionano quindi le predalles e si getta la soletta.

Dall'inizio del cantiere alla realizzazione dei tre impalcati si prevede un periodo di circa 15 mesi.

Permanenti portati

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei marciapiedi, delle velette, delle barriere e dei frangivento:

Elemento	Peso per unità di misura	Quantità	Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato [kN/m]
Pavimentazione	2 kN/m ²	2 x 6.50 =	13.0
Marciapiedi	25 kN/m ³	(0.65 + 1.40) x 0.20 x 25 =	10.25
Barriera	2 kN/m	2 x 2 =	4.0
Veletta in c.a..	25 kN/m ³	0.15 x 2.3 x 25 =	8.625
Frangivento	1 kN/m	2 x 1 =	2

essi sono complessivamente 39 kN/m e vengono applicati sulla trave a cassone come carico uniforme.

Carichi accidentali

Sono stati adottati i carichi accidentali come da Regolamento D.M. 4 maggio 1990 per ponti di 1^a categoria.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura dell'impalcato sono state considerate tutte le possibili condizioni di carico ottenibili prendendo in considerazione sia due stese di carico di tipo $q_{1,a} + q_{1,b}$ (con il fattore riduttivo di 0.5 per la seconda stesa, tanto per il carico $q_{1,a}$ che per il $q_{1,b}$), sia un'unica stesa.

4.2.3. Verifiche di resistenza

Poiché l'impalcato ha una campata unica, si assume lo schema statico di trave semplicemente appoggiata.

Analizzando la trave in oggetto caricata con il peso proprio, i carichi permanenti e con i carichi mobili disposti in modo da massimizzare il momento in mezzera, si ottengono le seguenti sollecitazioni:

$$M_{p,proprio}^+ = q_{p,proprio} \cdot \frac{L^2}{8} \sim 2555 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento in campata dovuto al peso proprio}$$

$$M_{perm}^+ = q_{perm} \cdot \frac{L^2}{8} \sim 1100 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento in campata dovuto ai carichi permanenti}$$

$$M_{acc}^+ = q_{acc} \cdot \frac{L^2}{8} \sim 1970 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento in campata dovuto ai carichi accidentali}$$

dove q_{acc} rappresenta il carico flettente uniformemente distribuito, equivalente alla stesa di carico $q_{1,a}$ + $q_{1,b}$

Per le verifiche di resistenza si schematizza la sezione con una sezione a doppio T con momento di inerzia flessionale equivalente a quello della sezione a cassone dell'impalcato in esame.

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento in campata

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	1600 mm	t _s =	25 mm
Anima	t _a =	90 mm	H _a =	950 mm
Piattabanda inferiore	B _{ii} =	4000 mm	t _{ii} =	25 mm
piatti aggiunti:	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1000 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

AREA	A _a =	2255,00 cm ²
MOM. STATICO INF.	S _i =	83500,00 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Y _a =	37,03 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	J _{xx} =	3.591.541 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	J _{yy} =	14.192.438 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	J _{zz} =	24.607 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	W _s =	57.035 cm ³
MODULO RES. INF.	W _i =	96.993 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	160,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

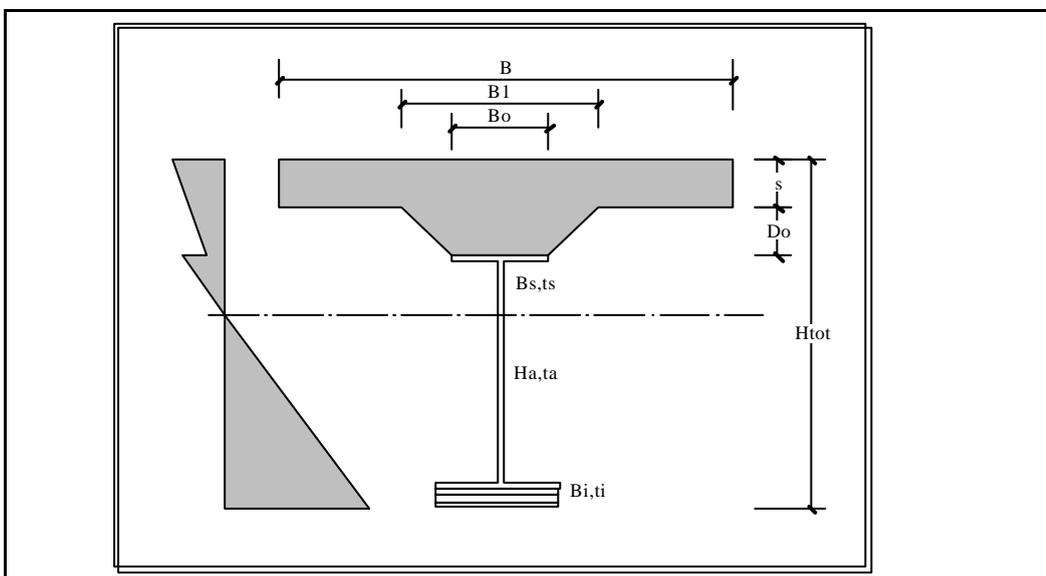
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	15,00 m
INTERASSE TRAVI	i=	8,60 m

$$B = B_0 + 10 * s = 300,00 \text{ cm}$$

$$B = B_0 + L / 5 = 300,00 \text{ cm}$$

LARGH. SOLETTA COLLAB. B= 300 cm



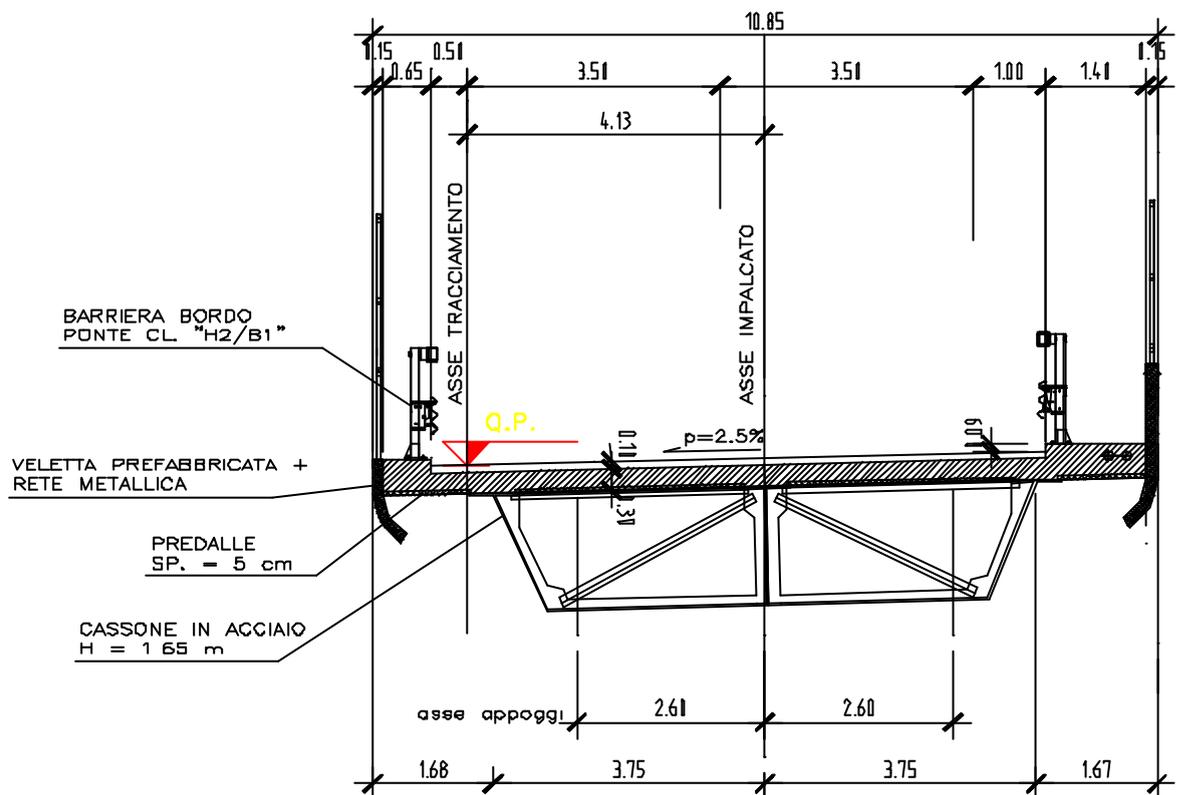
DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 130,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R'ck= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
	BREVE DURATA		LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n= 6,50	n= 13,00	
AREA SEZ. OMOGENEA	A= 3669,77 cm ²	A= 2977,46 cm ²	
MOM. STATICO INFERIORE	Si= 246529,67 cm ³	Si= 166914,28 cm ³	
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	Y= 67,18 cm	Y= 56,06 cm	
MOM. STATICO SOLETTA	S= 430392,68 cm ³	S= 530466,03 cm ³	
INERZIA BARI C. SEZ. OMOG.	J= 9015978,02 cm ⁴	J= 7012698,59 cm ⁴	
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
	BREVE DURATA		LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s= 143517,60 cm ³	Wc,s= 94842,24 cm ³	
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i= 274698,08 cm ³	Wc,i= 159594,71 cm ³	
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a= 274698,08 cm ³	Wc,a= 159594,71 cm ³	
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s= 274698,08 cm ³	Wa,s= 159594,71 cm ³	
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i= 134209,10 cm ³	Wa,i= 125094,23 cm ³	
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M= 255.500 Kgm	peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M= 110.000 Kgm	pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M= 197.000 Kgm	accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	$\sigma =$	-447,97 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	$\sigma =$	263,42 Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente é quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	$\sigma =$	-40,04 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	$\sigma =$	81,96 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	$\sigma =$	11,79 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	$\sigma =$	6,16 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	$\sigma =$	6,16 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	$\sigma =$	-77,70 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	$\sigma =$	99,13 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	$\sigma =$	-8,92 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	$\sigma =$	-5,30 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	$\sigma =$	-5,30 Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	$\sigma =$	-71,72 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	$\sigma =$	146,79 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	$\sigma =$	-21,12 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	$\sigma =$	-11,03 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	$\sigma =$	-11,03 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	$\sigma =$	-597,38 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	$\sigma =$	509,33 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	$\sigma =$	-30,04 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	$\sigma =$	-16,33 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	$\sigma =$	-16,33 Kg/cm ²

La trave risulta quindi verificata

4.3. Rampa Penetrazione Nord – Viale Miramare

4.3.1. Caratteristiche geometriche della sezione

La geometria della sezione è riportata nella figura seguente.



4.3.2. Analisi dei carichi

Peso proprio

Per le travi principali in acciaio si è assunto un $\gamma = 1.2 \cdot 78.5 = 94.2 \text{ kN/m}^3$, che tiene in conto con l'incremento del 20% della densità dell'acciaio, del peso dei controventi reticolari e delle bullonature.

Per la soletta si è utilizzato un carico uniforme di 81.50 kN/m applicato sulla trave a cassone.

Permanenti portati

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei marciapiedi, delle velette, delle barriere e dei frangivento:

Elemento	Peso per unità di misura	Quantità	Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato [kN/m]
Pavimentazione	2 kN/m ²	2 x 8.50 =	17.0
Marciapiedi	25 kN/m ³	(0.65 + 1.40) x 0.20 x 25 =	10.25
Barriera	2 kN/m	2 x 2 =	4.0
Veletta in c.a..	25 kN/m ³	0.15 x 2.3 x 25 =	8.625
Frangivento	1 kN/m	2 x 1 =	2

essi sono complessivamente 42 kN/m e vengono applicati sulla trave a cassone come carico uniforme.

Carichi accidentali

Sono stati adottati i carichi accidentali come da Regolamento D.M. 4 maggio 1990 per ponti di 1^a categoria.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura dell'impalcato sono state considerate tutte le possibili condizioni di carico ottenibili prendendo in considerazione sia due stese di carico di tipo $q_{1,a} + q_{1,b}$ (con il fattore riduttivo di 0.5 per la seconda stesa, tanto per il carico $q_{1,a}$ che per il $q_{1,b}$), sia un'unica stesa.

4.3.3. Verifiche di resistenza

Assumendo come schema di calcolo quello di trave continua su più appoggi, e analizzando la trave in oggetto caricata con il peso proprio, i carichi permanenti e il carico accidentale disposto in modo da massimizzare alternativamente le sollecitazioni in campata e sugli appoggi, si ottengono i seguenti risultati:

$M_{p,proprio}^+ = 9280 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto al peso proprio

$M_{p,proprio}^- = -12450 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto al peso proprio

$M_{perm}^+ = 3270 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi permanenti

$M_{perm}^- = -4400 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi permanenti

$M_{acc}^+ = 17500 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi accidentali

$M_{acc}^- = -12000 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi accidentali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

Per le verifiche di resistenza si schematizza la sezione con una sezione a doppio T con momento di inerzia flessionale equivalente a quello della sezione a cassone dell'impalcato in esame.

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento in campata

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	2100 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	90 mm	H _a =	1590 mm
Piattabanda inferiore	B _{ii} =	6100 mm	t _{ii} =	30 mm
piatti aggiunti:	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1650 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

AREA	A _a =	3891,00 cm ²
MOM. STATICO INF.	S _i =	223807,50 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Y _a =	57,52 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	J _{xx} =	16.728.538 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	J _{yy} =	59.070.159 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	J _{zz} =	44.605 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	W _s =	155.642 cm ³
MODULO RES. INF.	W _i =	290.834 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	210,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	12,70 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

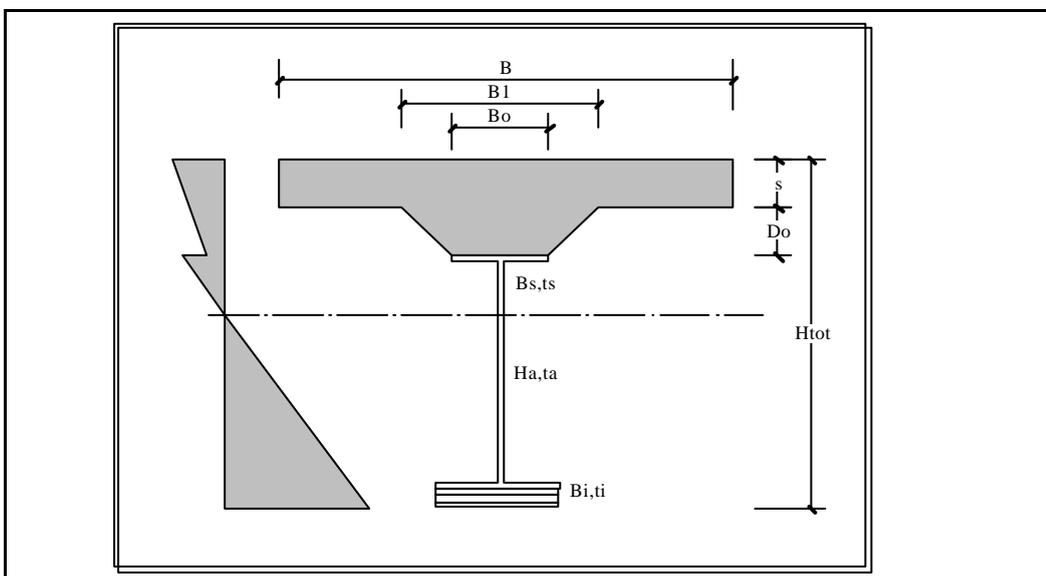
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	31,60 m
INTERASSE TRAVI	i=	8,60 m

$$B = B_0 + 10 * s = 300,00 \text{ cm}$$

$$B = B_0 + L / 5 = 632,00 \text{ cm}$$

LARGH. SOLETTA COLLAB. B= 632 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 195,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R' cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n= 6,50	n= 13,00	
AREA SEZ. OMOGENEA	A= 6888,19 cm ²	A= 5429,73 cm ²	
MOM. STATICO INFERIORE	Si= 764184,08 cm ³	Si= 501661,00 cm ³	
BARICENTRO SEZ. OMOGENEA	Y= 110,94 cm	Y= 92,39 cm	
MOM. STATICO SOLETTA	S= 1309353,92 cm ³	S= 1661055,37 cm ³	
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J= 42477434,82 cm ⁴	J= 33544172,60 cm ⁴	
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s= 505330,31 cm ³	Wc,s= 326914,47 cm ³	
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i= 785764,27 cm ³	Wc,i= 461987,46 cm ³	
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a= 785764,27 cm ³	Wc,a= 461987,46 cm ³	
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s= 785764,27 cm ³	Wa,s= 461987,46 cm ³	
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i= 382882,25 cm ³	Wa,i= 363065,20 cm ³	
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M= 928.000 Kgm	peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M= 327.000 Kgm	pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M= 1.750.000 Kgm	accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ= -596,24	Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ= 319,08	Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ= -41,62	Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ= 85,40	Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ= 9,96	Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ= 6,40	Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ= 6,40	Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ= -26,84	Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ= 34,15	Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ= -7,69	Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ= -5,44	Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ= -5,44	Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ= -222,71	Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ= 457,06	Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ= -53,28	Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ= -34,26	Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ= -34,26	Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ= -845,79	Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ= 810,30	Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ= -60,97	Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ= -39,71	Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ= -39,71	Kg/cm ²

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento sull'appoggio

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	2100 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	90 mm	H _a =	1590 mm
piattabanda inferiore	B _{ii} =	6100 mm	t _{ii} =	30 mm
	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1650 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

AREA	A _a =	3891,00 cm ²
MOM. STATICO INF.	S _i =	223807,50 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Y _a =	57,52 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	J _{xx} =	16.728.538 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	J _{yy} =	59.070.159 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	J _{zz} =	44.605 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	W _s =	155.642 cm ³
MODULO RES. INF.	W _i =	290.834 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	210,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	12,70 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

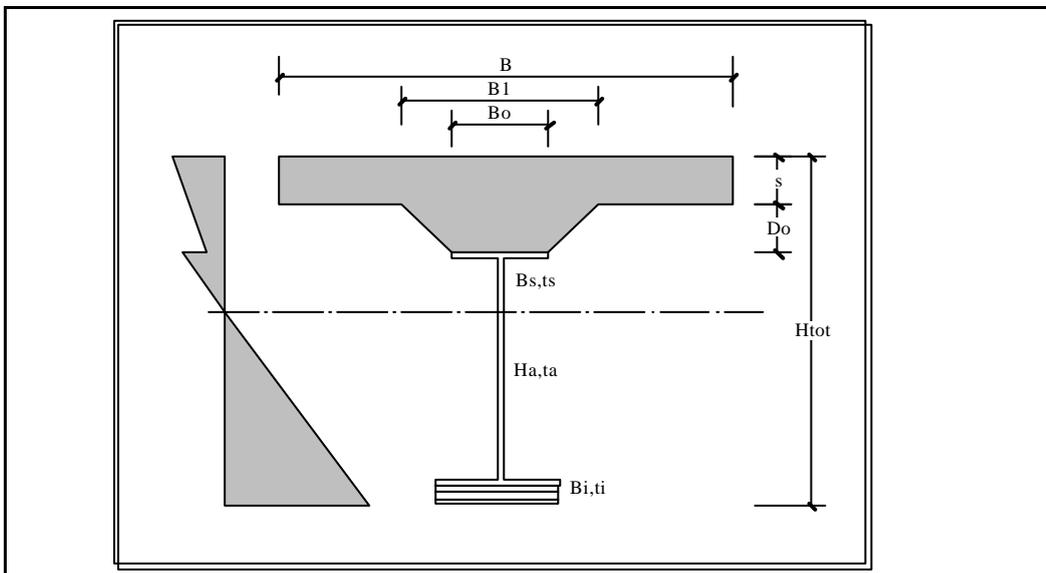
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	31,60 m
INTERASSE TRAVI	i=	8,60 m

$$B = B_0 + 10 * s = 300,00 \text{ cm}$$

$$B = B_0 + L / 5 = 632,00 \text{ cm}$$

LARGH. SOLETTA COLLAB. B= 632 cm



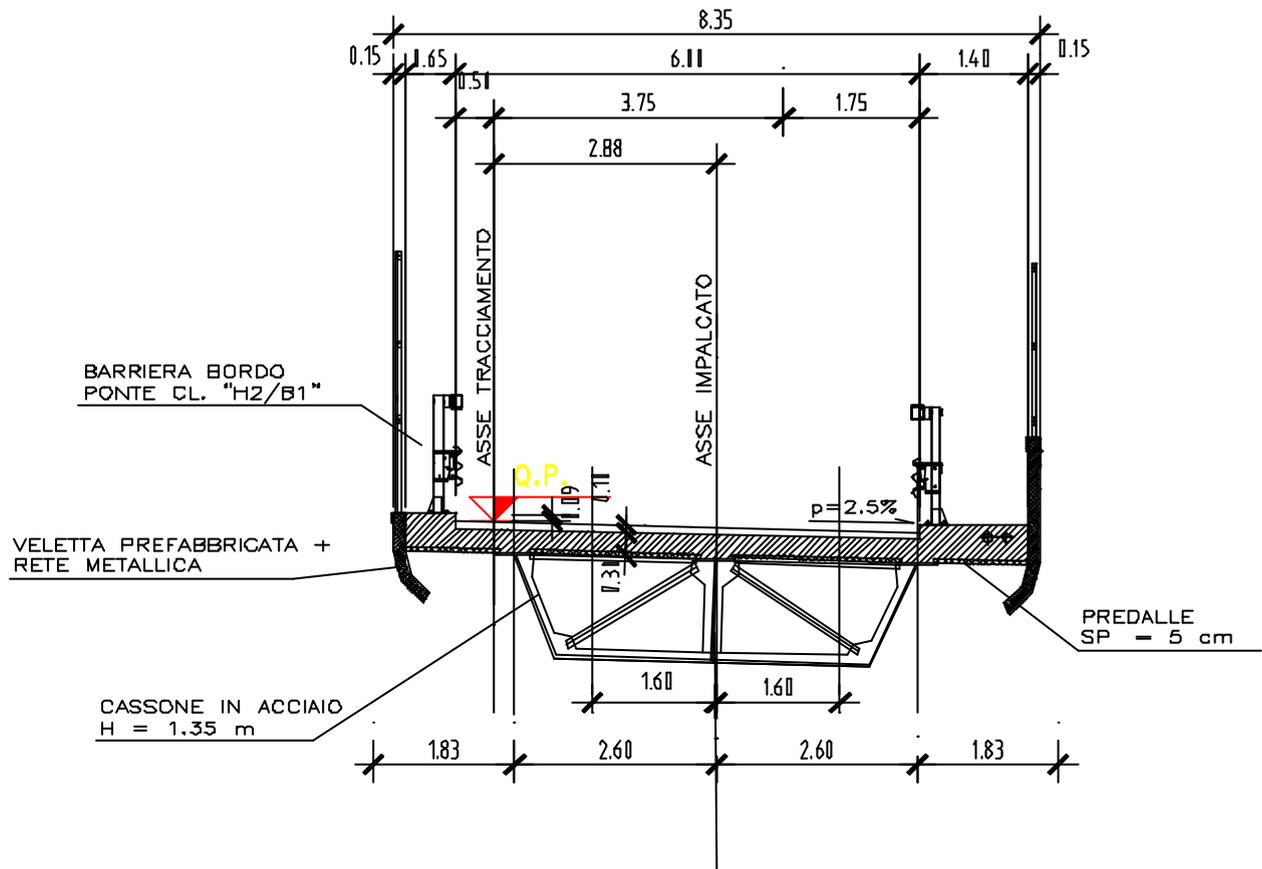
DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 195,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R'cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	6888,19 cm ²	A= 5429,73 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	764184,08 cm ³	Si= 501661,00 cm ³
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	Y=	110,94 cm	Y= 92,39 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	1309353,92 cm ³	S= 1661055,37 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	42477434,82 cm ⁴	J= 33544172,60 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	505330,31 cm ³	Wc,s= 326914,47 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	785764,27 cm ³	Wc,i= 461987,46 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	785764,27 cm ³	Wc,a= 461987,46 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	785764,27 cm ³	Wa,s= 461987,46 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	382882,25 cm ³	Wa,i= 363065,20 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1ª FASE :	MOMENTO	M= -1.245.000 Kgm	peso proprio
2ª FASE :	MOMENTO	M= -440.000 Kgm	pesi permanenti
3ª FASE :	MOMENTO	M= -1.200.000 Kgm	accidentali
1ª FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	799,91 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-428,08 Kg/cm ²
2ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2ª fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	56,00 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-114,92 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-13,40 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-8,61 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-8,61 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-26,84 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	34,15 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	10,35 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	7,33 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	7,33 Kg/cm ²
3ª FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	152,72 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-313,41 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	36,53 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	23,50 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	23,50 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	925,79 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-707,34 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	46,89 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	30,82 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	30,82 Kg/cm ²

La trave risulta quindi verificata.

4.4. Rampa Penetrazione Nord / Passante Intervallivo – Viale Miramare

4.4.1. Caratteristiche geometriche della sezione

La geometria della sezione è riportata nella figura seguente.



4.4.2. Analisi dei carichi

Peso proprio

Per le travi principali in acciaio si è assunto un $\gamma = 1.2 \cdot 78.5 = 94.2 \text{ kN/m}^3$, che tiene in conto con l'incremento del 20% della densità dell'acciaio, del peso dei controventi reticolari e delle bullonature.

Per la soletta si è utilizzato un carico uniforme di 62.60 kN/m applicato sulla trave a cassone.

Permanenti portati

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei marciapiedi, delle velette, delle barriere e dei frangivento:

Elemento	Peso per unità di misura	Quantità	Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato [kN/m]
Pavimentazione	2 kN/m ²	2 x 6.00 =	12.0
Marciapiedi	25 kN/m ³	(0.65 + 1.40) x 0.20 x 25 =	10.25
Barriera	2 kN/m	2 x 2 =	4.0
Veletta in c.a..	25 kN/m ³	0.15 x 2.3 x 25 =	8.625
Frangivento	1 kN/m	2 x 1 =	2

essi sono complessivamente 37 kN/m e vengono applicati sulla trave a cassone come carico uniforme.

Carichi accidentali

Sono stati adottati i carichi accidentali come da Regolamento D.M. 4 maggio 1990 per ponti di 1^a categoria.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura dell'impalcato sono state considerate tutte le possibili condizioni di carico ottenibili prendendo in considerazione sia due stese di carico di tipo $q_{1,a} + q_{1,b}$ (con il fattore riduttivo di 0.5 per la seconda stesa, tanto per il carico $q_{1,a}$ che per il $q_{1,b}$), sia un'unica stesa.

4.4.3. Verifiche di resistenza

Assumendo come schema di calcolo quello di trave continua su più appoggi, e analizzando la trave in oggetto caricata con il peso proprio, i carichi permanenti e il carico accidentale disposto in modo da massimizzare alternativamente le sollecitazioni in campata e sugli appoggi, si ottengono i seguenti risultati:

$$M_{p,proprio}^+ = 5320 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento in campata dovuto al peso proprio}$$

$$M_{p,proprio}^- = -6600 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento sull'appoggio dovuto al peso proprio}$$

$$M_{perm}^+ = 2210 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento in campata dovuto ai carichi permanenti}$$

$$M_{perm}^- = -2750 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi permanenti}$$

$$M_{acc}^+ = 14560 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento in campata dovuto ai carichi accidentali}$$

$$M_{acc}^- = -9720 \text{ kNm} \quad \text{massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi accidentali}$$

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

Per le verifiche di resistenza si schematizza la sezione con una sezione a doppio T con momento di inerzia flessionale equivalente a quello della sezione a cassone dell'impalcato in esame.

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento in campata

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	1500 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	90 mm	H _a =	1290 mm
Piattabanda inferiore	B _{ii} =	4000 mm	t _{ii} =	30 mm
piatti aggiunti:	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1350 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

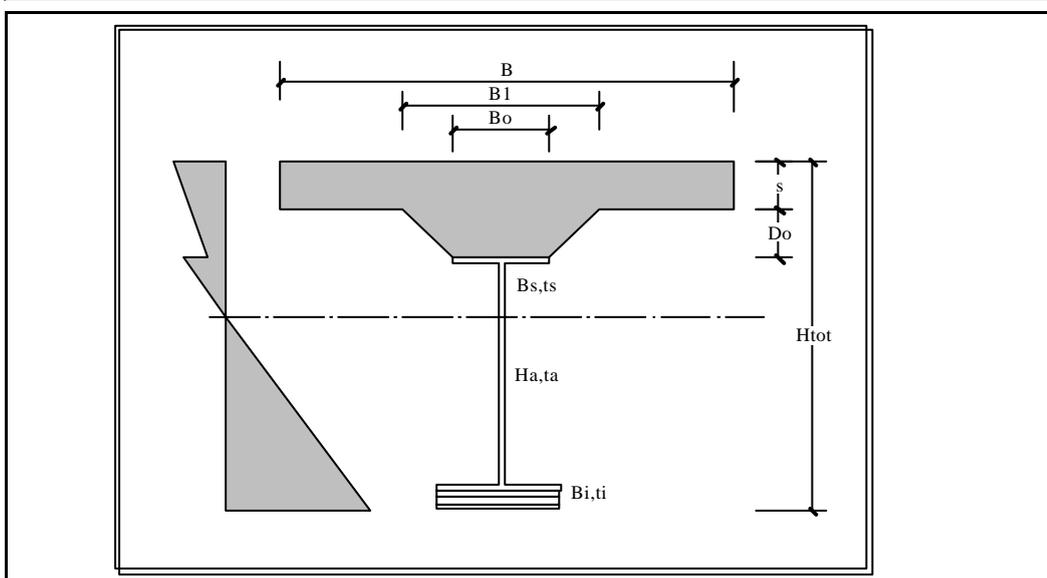
AREA	A _a =	2811,00 cm ²
MOM. STATICO INF.	S _i =	140242,50 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Y _a =	49,89 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	J _{xx} =	7.926.989 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	J _{yy} =	16.851.587 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	J _{zz} =	34.885 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	W _s =	93.139 cm ³
MODULO RES. INF.	W _i =	158.887 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	150,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	27,00 m
INTERASSE TRAVI	i=	8,60 m
	B = B ₀ + 10 * s =	300,00 cm
	B = B ₀ + L / 5 =	540,00 cm
LARGH. SOLETTA COLLAB.	B=	540 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 165,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R' cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	5357,58 cm ²	A= 4111,42 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	522826,12 cm ³	Si= 335903,05 cm ³
BARICENTRO SEZ. OMOGENEA	Y=	97,59 cm	Y= 81,70 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	849102,12 cm ³	S= 1106461,11 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	21573690,72 cm ⁴	J= 17019172,80 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	320019,33 cm ³	Wc,s= 204311,63 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	576625,25 cm ³	Wc,i= 319308,65 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	576625,25 cm ³	Wc,a= 319308,65 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	576625,25 cm ³	Wa,s= 319308,65 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	221072,97 cm ³	Wa,i= 208313,18 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M= 532.000 Kgm	peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M= 221.000 Kgm	pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M= 1.456.000 Kgm	accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-571,19 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	334,83 Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-38,33 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	99,97 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	10,62 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	5,90 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	5,90 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-38,83 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	59,53 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-8,32 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-5,32 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-5,32 Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-252,50 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	658,61 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-70,00 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-38,85 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-38,85 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-862,53 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	1052,96 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-78,32 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-44,17 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-44,17 Kg/cm ²

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento sull'appoggio

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	1500 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	90 mm	H _a =	1290 mm
Piattabanda inferiore	B _{ii} =	4000 mm	t _{ii} =	30 mm
piatti aggiunti:	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1350 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

AREA	A _a =	2811,00 cm ²
MOM. STATICO INF.	S _i =	140242,50 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Y _a =	49,89 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	J _{xx} =	7.926.989 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	J _{yy} =	16.851.587 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	J _{zz} =	34.885 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	W _s =	93.139 cm ³
MODULO RES. INF.	W _i =	158.887 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	150,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

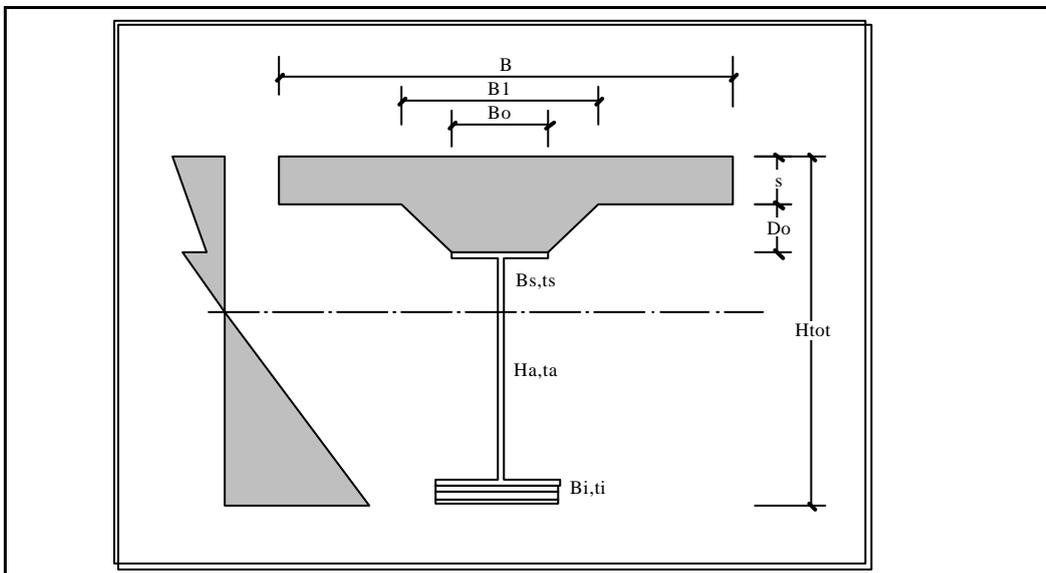
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	27,00 m
INTERASSE TRAVI	i=	8,60 m

$$B = B_0 + 10 * s = 300,00 \text{ cm}$$

$$B = B_0 + L / 5 = 540,00 \text{ cm}$$

LARGH. SOLETTA COLLAB. B= 540 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 165,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R'ck= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	5357,58 cm ²	A= 4111,42 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	522826,12 cm ³	Si= 335903,05 cm ³
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	Y=	97,59 cm	Y= 81,70 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	849102,12 cm ³	S= 1106461,11 cm ³
INERZIA BARI C. SEZ. OMOG.	J=	21573690,72 cm ⁴	J= 17019172,80 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	320019,33 cm ³	Wc,s= 204311,63 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	576625,25 cm ³	Wc,i= 319308,65 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	576625,25 cm ³	Wc,a= 319308,65 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	576625,25 cm ³	Wa,s= 319308,65 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	221072,97 cm ³	Wa,i= 208313,18 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M= -660.000 Kgm	peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M= -275.000 Kgm	pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M= -972.000 Kgm	accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	708,62 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-415,39 Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	47,69 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-124,39 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-13,22 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-7,34 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-7,34 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-38,83 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	59,53 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	10,35 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	6,62 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	6,62 Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	168,57 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-439,67 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	46,73 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	25,93 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	25,93 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	838,35 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-795,54 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	57,08 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	32,56 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	32,56 Kg/cm ²

La trave risulta quindi verificata.

5. RACCORDO CON A4

La rampa Ferneti – Trieste dello Svincolo A4 – Penetrazione Nord prevede un tratto in viadotto.

L'impalcato in acciaio-calcestruzzo è composto da 4 campate. Le prime tre hanno luce pari a 20 m, la quarta, che scavalca la carreggiata A4 – Trieste della Penetrazione Nord, ha luce pari a 21.90 m.

La piattaforma ha un bitumato da 6.50 m e larghezza complessiva pari a 8.85 m.

Per la sezione è stata scelta una soluzione con tre travi a doppio T, con controventi verticali ed orizzontali imbullonati. L'utilizzo di tre travi consente di mantenere un interasse ridotto tra le travi stesse e contenere quindi lo spessore della soletta a 30 cm (25 cm di cls + 5 cm di predalle).

Le travi di ciascun impalcato hanno altezza costante, e poggiano su baggioli di altezza variabile, in modo da permettere la variazione di pendenza trasversale senza ricorrere a rotazioni rigide, ovvero a solette di spessore variabile. Le anime delle travi sono pertanto sempre verticali rendendo particolarmente facile la giunzione in opera dei conci. La struttura è infatti disegnata per essere varata in opera mediante autogrù di media portata, giuntando i conci preassemblati in officina. Così facendo si evita di dover realizzare appoggi provvisori.

A nord del raccordo autostradale, si rende necessaria la demolizione del cavalcavia esistente della S.P. 6 di Comeno, per consentire l'allargamento delle rampe in entrata e in uscita dalla A4. La realizzazione di questo impalcato prevede 4 campate di luce pari a 19 m.

La piattaforma ha un bitumato di 10.50 m, e larghezza complessiva pari a 13.60 m.

Per la sezione è stata scelta una soluzione con cinque travi a doppio T, con controventi verticali ed orizzontali imbullonati.

5.1. Metodi cantieristici

La realizzazione della rampa Ferneti – Trieste dello Svincolo A4 – Penetrazione Nord non è soggetta a particolari vincoli ed interferenze.

Si procede quindi secondo le seguenti fasi:

- realizzazione delle spalle e delle pile
- collegamento delle tre travi a piè d'opera e varo delle stesse con la gru
- assemblaggio dei diversi conci di trave
- posizionamento delle predalles e getto della soletta

Dall'inizio del cantiere alla realizzazione dell'impalcato si prevede un periodo di circa 5 mesi.

Per la realizzazione del cavalcavia esistente, si rende invece necessario deviare il traffico in modo da consentire l'attraversamento dell'Autostrada A4 mediante un percorso alternativo.

Si procede quindi alla demolizione notturna del cavalcavia esistente e alla realizzazione delle pile e delle spalle. Poiché il cavalcavia in oggetto sovrappassa la A4 è necessario prevedere la parzializzazione delle corsie o la deviazione del traffico su carreggiata unica in modo da consentire l'esecuzione dei lavori.

Si prosegue con l'unione cinque delle travi (3 +2) a piè d'opera e al sollevamento delle stesse mediante gru.

Permanenti portati

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei marciapiedi, delle velette, delle barriere e dei frangivento:

Elemento	Peso per unità di misura	Quantità	Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato [kN/m]
Pavimentazione	2 kN/m ²	2 x 6.50 =	13.0
Marciapiedi	25 kN/m ³	(0.65 + 1.40) x 0.20 x 25 =	10.25
Barriera	2 kN/m	2 x 2 =	4.0
Veletta in c.a..	25 kN/m ³	0.15 x 2.3 x 25 =	8.625
Frangivento	1 kN/m	2 x 1 =	2

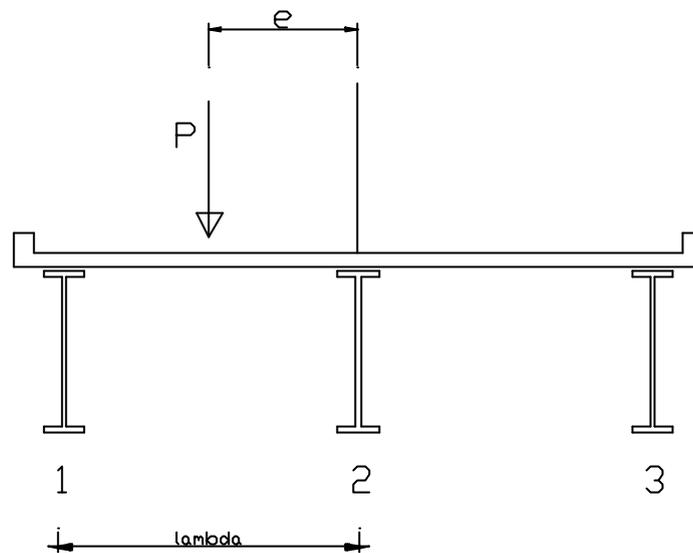
essi sono complessivamente 39 kN/m e vengono applicati sulle tre travi come carichi uniformi di 13 kN/m.

Carichi accidentali

Sono stati adottati i carichi accidentali come da Regolamento D.M. 4 maggio 1990 per ponti di 1^a categoria.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura dell'impalcato sono state considerate tutte le possibili condizioni di carico ottenibili prendendo in considerazione sia due stese di carico di tipo $q_{1,a} + q_{1,b}$ (con il fattore riduttivo di 0.5 per la seconda stesa, tanto per il carico $q_{1,a}$ che per il $q_{1,b}$), sia un'unica stesa.

Data la geometria della sezione trasversale degli impalcato, si può ragionevolmente assumere la sezione stessa come infinitamente rigida, ipotizzando cioè che a deformazione avvenuta tutti i punti della sezione si vengano a trovare allineati. Si è quindi utilizzato il metodo di Engesser – Courbon per determinare la ripartizione trasversale delle singole colonne di carico su ciascuna trave.



Facendo riferimento alla figura precedente, il carico sulla trave più esterna (che risulta la più caricata) dovuta ad una forza P, può essere determinato mediante la seguente espressione:

$$P_1 = \frac{P}{n} \cdot \left[1 + 6 \cdot \left(\frac{e}{(n+1) \cdot I} \right) \right]$$

dove: n = numero di travi

e = eccentricità del carico

λ = interasse delle travi

Tramite l'espressione precedentemente riportata è possibile determinare la quota parte di carico agente sulla trave 1, dovuta alle due stese di carico.

Nel caso in esame risulta che sulla trave più caricata agisce il 73% della prima stesa di carico e l'8% della seconda stesa.

5.2.3. Verifiche di resistenza

Analizzando la trave in oggetto caricata con il peso proprio, i carichi permanenti e con le percentuali di carico accidentale sopra riportate, e considerando le diverse distribuzioni longitudinali dei carichi, in modo da massimizzare alternativamente le sollecitazioni in campata e sugli appoggi, si ottengono i seguenti risultati:

$M_{p,proprio}^+ = 750 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto al peso proprio

$M_{p,proprio}^- = -1050 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto al peso proprio

$M_{perm}^+ = 495 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi permanenti

$M_{perm}^- = -635 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi permanenti

$M_{acc}^+ = 5500 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi accidentali

$M_{acc}^- = -3700 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi accidentali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

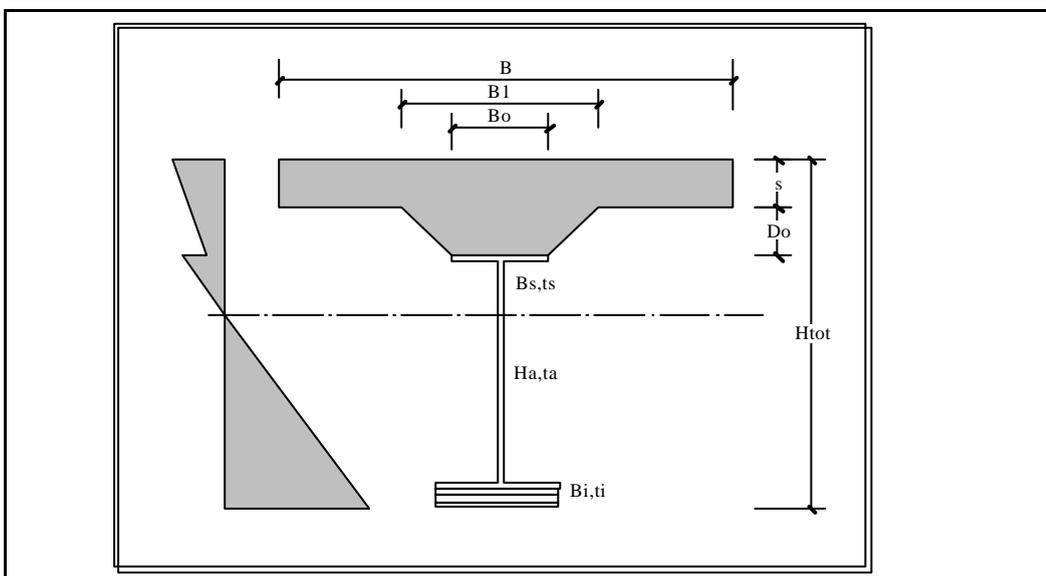
DESCRIZIONE: Massimo momento in campata

DATI TRAVE METALLICA:			
Piattabanda superiore	$B_s =$	500 mm	$t_s =$ 30 mm
Anima	$t_a =$	22 mm	$H_a =$ 1190 mm
Piattabanda inferiore	$B_{i1} =$	500 mm	$t_{i1} =$ 30 mm
piatti aggiunti:	$B_{i2} =$		$t_{i2} =$
	$B_{i3} =$		$t_{i3} =$
	$B_{i4} =$		$t_{i4} =$
	$B_{i5} =$		$t_{i5} =$
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA			$H_2 =$ 1250 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA		
AREA	$A_a =$	561,80 cm ²
MOM. STATICO INF.	$S_i =$	35112,50 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	$Y_a =$	62,50 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	$J_{xx} =$	1.425.471 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	$J_{yy} =$	62.606 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	$J_{zz} =$	1.283 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	$W_s =$	22.808 cm ³
MODULO RES. INF.	$W_i =$	22.808 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.		
SPESSORE SOLETTA	$s =$	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	$D_0 =$	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	$B_1 =$	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	$B_0 =$	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	$A_f =$	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	$c =$	4,00 cm

CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE		
LUCE DELLA TRAVE	$L =$	23,00 m
INTERASSE TRAVI	$i =$	2,60 m
	$B = B_0 + 10 * s =$	300,00 cm
	$B = B_0 + L / 5 =$	460,00 cm
LARGH. SOLETTA COLLAB.	$B =$	260 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 155,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R' cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1787,93 cm ²	A= 1187,93 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	207058,13 cm ³	Si= 123058,13 cm ³
BARICENTRO SEZ. OMOGENEA	Y=	115,81 cm	Y= 103,59 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	188690,91 cm ³	S= 283994,97 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	3846626,79 cm ⁴	J= 3273152,72 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	98150,41 cm ³	Wc,s= 63668,11 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	418514,53 cm ³	Wc,i= 152882,40 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	418514,53 cm ³	Wc,a= 152882,40 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	418514,53 cm ³	Wa,s= 152882,40 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	33215,31 cm ³	Wa,i= 31597,07 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M= 75.000 Kgm	peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M= 49.500 Kgm	pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M= 550.000 Kgm	accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore		σ= -328,84 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore		σ= 328,84 Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore		σ= -11,83 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore		σ= 149,03 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta		σ= 7,76 Kg/cm ²
	bordo inf soletta		σ= 1,82 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls		σ= 1,82 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore		σ= -81,11 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore		σ= 392,44 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta		σ= -5,98 Kg/cm ²
	bordo inf soletta		σ= -2,49 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls		σ= -2,49 Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore		σ= -131,42 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore		σ= 1655,86 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta		σ= -86,21 Kg/cm ²
	bordo inf soletta		σ= -20,22 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls		σ= -20,22 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore		σ= -541,36 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore		σ= 2377,14 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta		σ= -92,19 Kg/cm ²
	bordo inf soletta		σ= -22,71 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls		σ= -22,71 Kg/cm ²

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento sull'appoggio

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	500 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	22 mm	H _a =	1190 mm
piattabanda inferiore	B _{ii} =	500 mm	t _{ii} =	30 mm
	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1250 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

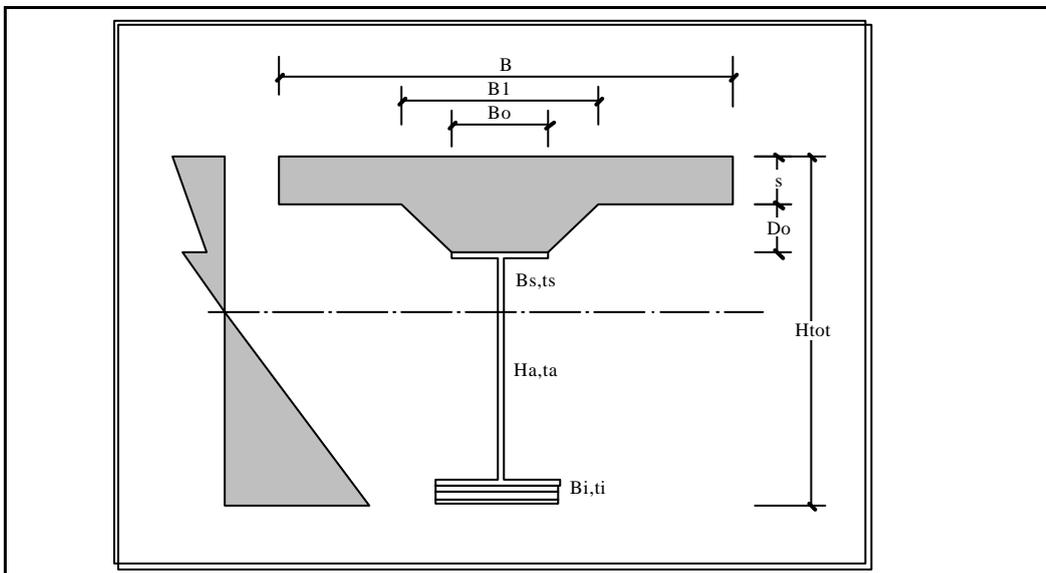
AREA	A _a =	561,80 cm ²
MOM. STATICO INF.	S _i =	35112,50 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Y _a =	62,50 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	J _{xx} =	1.425.471 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	J _{yy} =	62.606 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	J _{zz} =	1.283 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	W _s =	22.808 cm ³
MODULO RES. INF.	W _i =	22.808 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	23,00 m
INTERASSE TRAVI	i=	2,60 m
	B = B ₀ + 10 * s =	300,00 cm
	B = B ₀ + L / 5 =	460,00 cm
LARGH. SOLETTA COLLAB.	B=	260 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 155,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R'cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1787,93 cm ²	A= 1187,93 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	207058,13 cm ³	Si= 123058,13 cm ³
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	Y=	115,81 cm	Y= 103,59 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	188690,91 cm ³	S= 283994,97 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	3846626,79 cm ⁴	J= 3273152,72 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	98150,41 cm ³	Wc,s= 63668,11 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	418514,53 cm ³	Wc,i= 152882,40 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	418514,53 cm ³	Wc,a= 152882,40 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	418514,53 cm ³	Wa,s= 152882,40 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	33215,31 cm ³	Wa,i= 31597,07 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1ª FASE :	MOMENTO	M= -105.000 Kgm	peso proprio
2ª FASE :	MOMENTO	M= -63.500 Kgm	pesi permanenti
3ª FASE :	MOMENTO	M= -370.000 Kgm	accidentali
1ª FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	460,37 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-460,37 Kg/cm ²
2ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2ª fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	15,17 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-191,18 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-9,95 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-2,33 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-2,33 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-81,11 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	392,44 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	7,67 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	3,20 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	3,20 Kg/cm ²
3ª FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	88,41 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-1113,94 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	58,00 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	13,60 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	13,60 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	467,67 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-1181,88 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	65,67 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	16,80 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	16,80 Kg/cm ²

La trave risulta quindi verificata.

Permanenti portati

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei marciapiedi, delle velette, delle barriere e dei frangivento:

Elemento	Peso per unità di misura	Quantità	Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato [kN/m]
Pavimentazione	2 kN/m ²	2 x 10.50 =	21.0
Marciapiedi	25 kN/m ³	2 x 1.40 x 0.20 x 25 =	14.0
Barriera	2 kN/m	2 x 2 =	4.0
Veletta in c.a..	25 kN/m ³	0.15 x 2.3 x 25 =	8.625
Frangivento	1 kN/m	2 x 1 =	2

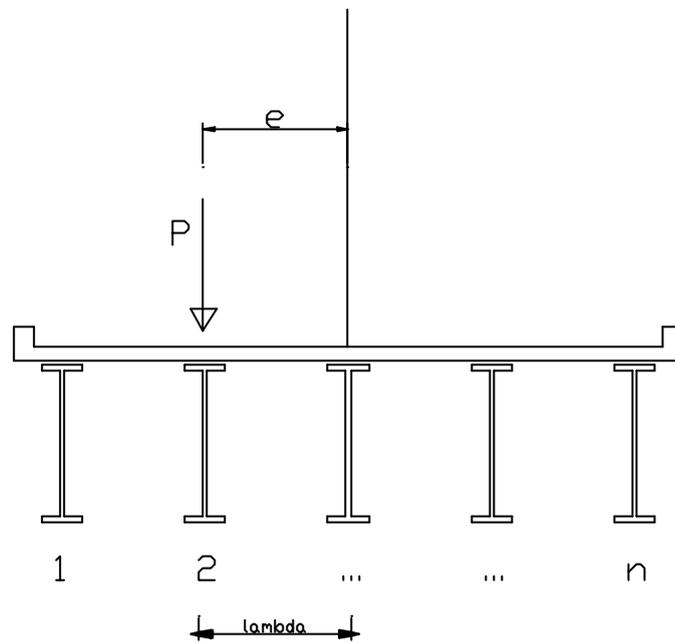
essi sono complessivamente 50 kN/m e vengono applicati sulle cinque travi come carichi uniformi di 10 kN/m.

Carichi accidentali

Sono stati adottati i carichi accidentali come da Regolamento D.M. 4 maggio 1990 per ponti di 1^a categoria.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura dell'impalcato sono state considerate tutte le possibili condizioni di carico ottenibili prendendo in considerazione sia tre stese di carico di tipo $q_{l,a} + q_{l,b}$ (con il fattore riduttivo di 0.5 per la seconda stesa, e con fattore riduttivo di 0.35 per la terza stesa, tanto per il carico $q_{l,a}$ che per il $q_{l,b}$), sia un'unica stesa.

Data la geometria della sezione trasversale degli impalcato, si può ragionevolmente assumere la sezione stessa come infinitamente rigida, ipotizzando cioè che a deformazione avvenuta tutti i punti della sezione si vengano a trovare allineati. Si è quindi utilizzato il metodo di Engesser – Courbon per determinare la ripartizione trasversale delle singole colonne di carico su ciascuna trave.



Facendo riferimento alla figura precedente, il carico sulla trave più esterna (che risulta la più caricata) dovuta ad una forza P , può essere determinato mediante la seguente espressione:

$$P_1 = \frac{P}{n} \cdot \left[1 + 6 \cdot \left(\frac{e}{(n+1) \cdot \lambda} \right) \right]$$

dove: n = numero di travi

e = eccentricità del carico

λ = interasse delle travi

Tramite l'espressione precedentemente riportata è possibile determinare la quota parte di carico agente sulla trave 1, dovuta alle tre stese di carico.

Nel caso in esame risulta che sulla trave più caricata agisce il 47% della prima stesa di carico, e il 20% della seconda stesa. La terza stesa non viene presa in considerazione poiché non ha effetto sulla trave in esame.

5.3.3. Verifiche di resistenza

Analizzando la trave in oggetto caricata con il peso proprio, i carichi permanenti e con le percentuali di carico accidentale sopra riportate, e considerando le diverse distribuzioni longitudinali dei carichi, in modo da massimizzare alternativamente le sollecitazioni in campata e sugli appoggi, si ottengono i seguenti risultati:

$M_{p,proprio}^+ = 675 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto al peso proprio

$M_{p,proprio}^- = -935 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto al peso proprio

$M_{perm}^+ = 280 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi permanenti

$M_{perm}^- = -390 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi permanenti

$M_{acc}^+ = 3570 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi accidentali

$M_{acc}^- = -2440 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi accidentali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento in campata

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	500 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	22 mm	H _a =	940 mm
Piattabanda inferiore	B _{ii} =	500 mm	t _{ii} =	30 mm
piatti aggiunti:	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1000 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

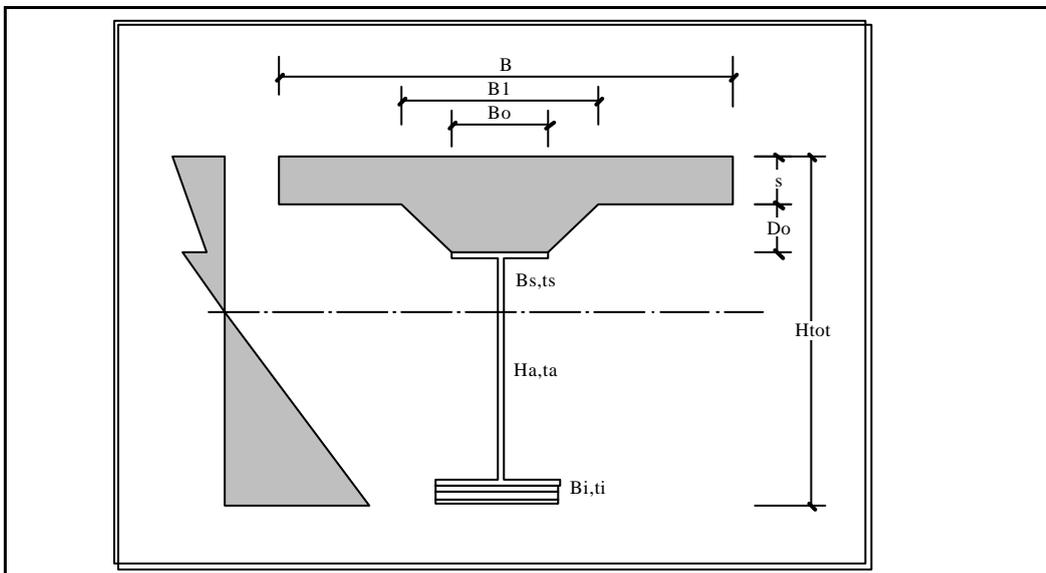
AREA	Aa=	506,80 cm ²
MOM. STATICO INF.	Si=	25340,00 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Ya=	50,00 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	Jxx=	858.174 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	Jyy=	62.583 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	Jzz=	1.195 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	Ws=	17.163 cm ³
MODULO RES. INF.	Wi=	17.163 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	19,00 m
INTERASSE TRAVI	i=	2,60 m
		B = B ₀ + 10 * s = 300,00 cm
		B = B ₀ + L / 5 = 380,00 cm
LARGH. SOLETTA COLLAB.	B=	260 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 130,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R' cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1732,93 cm ²	A= 1132,93 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	166632,38 cm ³	Si= 97632,38 cm ³
BARICENTRO SEZ. OMOGENEA	Y=	96,16 cm	Y= 86,18 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	146979,77 cm ³	S= 224820,29 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	2477237,12 cm ⁴	J= 2106359,09 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	73196,71 cm ³	Wc,s= 48065,03 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	644516,36 cm ³	Wc,i= 152379,50 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	644516,36 cm ³	Wc,a= 152379,50 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	644516,36 cm ³	Wa,s= 152379,50 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	25762,57 cm ³	Wa,i= 24442,27 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M= 67.500 Kgm	peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M= 28.000 Kgm	pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M= 357.000 Kgm	accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-393,28 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	393,28 Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-4,34 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	108,68 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	5,89 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	0,67 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	0,67 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-81,38 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	507,32 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-4,48 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-1,41 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-1,41 Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-55,39 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	1385,73 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-75,03 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-8,52 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-8,52 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-530,04 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	2286,33 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-79,52 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-9,94 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-9,94 Kg/cm ²

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

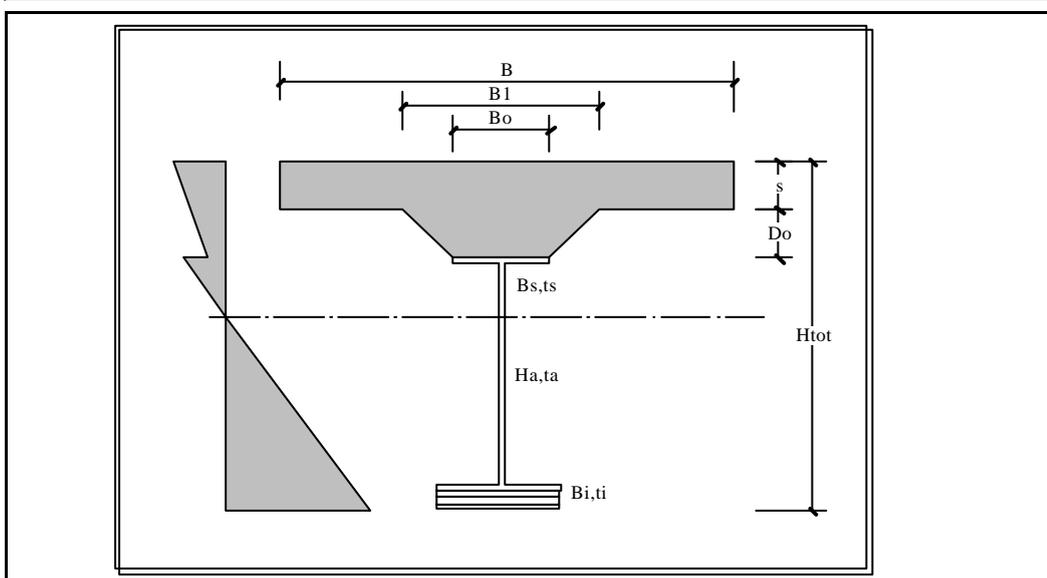
DESCRIZIONE: Massimo momento sull'appoggio

DATI TRAVE METALLICA:			
Piattabanda superiore	$B_s =$	500 mm	$t_s =$ 30 mm
Anima	$t_a =$	22 mm	$H_a =$ 940 mm
Piattabanda inferiore	$B_{i1} =$	500 mm	$t_{i1} =$ 30 mm
piatti aggiunti:	$B_{i2} =$		$t_{i2} =$
	$B_{i3} =$		$t_{i3} =$
	$B_{i4} =$		$t_{i4} =$
	$B_{i5} =$		$t_{i5} =$
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA			$H_2 =$ 1000 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA		
AREA	$A_a =$	506,80 cm ²
MOM. STATICO INF.	$S_i =$	25340,00 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	$Y_a =$	50,00 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	$J_{xx} =$	858.174 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	$J_{yy} =$	62.583 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	$J_{zz} =$	1.195 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	$W_s =$	17.163 cm ³
MODULO RES. INF.	$W_i =$	17.163 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.		
SPESSORE SOLETTA	$s =$	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	$D_0 =$	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	$B_1 =$	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	$B_0 =$	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	$A_f =$	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	$c =$	4,00 cm

CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE		
LUCE DELLA TRAVE	$L =$	19,00 m
INTERASSE TRAVI	$i =$	2,60 m
	$B = B_0 + 10 * s =$	300,00 cm
	$B = B_0 + L / 5 =$	380,00 cm
LARGH. SOLETTA COLLAB.	$B =$	260 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 130,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R'cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1732,93 cm ²	A= 1132,93 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	166632,38 cm ³	Si= 97632,38 cm ³
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	Y=	96,16 cm	Y= 86,18 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	146979,77 cm ³	S= 224820,29 cm ³
INERZIA BARI.C. SEZ. OMOG.	J=	2477237,12 cm ⁴	J= 2106359,09 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	73196,71 cm ³	Wc,s= 48065,03 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	644516,36 cm ³	Wc,i= 152379,50 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	644516,36 cm ³	Wc,a= 152379,50 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	644516,36 cm ³	Wa,s= 152379,50 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	25762,57 cm ³	Wa,i= 24442,27 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1ª FASE :	MOMENTO	M= -93.500 Kgm	peso proprio
2ª FASE :	MOMENTO	M= -39.000 Kgm	pesi permanenti
3ª FASE :	MOMENTO	M= -244.000 Kgm	accidentali
1ª FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	544,76 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-544,76 Kg/cm ²
2ª FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2ª fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	6,05 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-151,38 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-8,20 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-0,93 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-0,93 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-81,38 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	507,32 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	6,24 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	1,97 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	1,97 Kg/cm ²
3ª FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	37,86 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-947,11 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	51,28 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	5,82 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	5,82 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	501,24 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-984,55 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	57,53 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	7,79 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	7,79 Kg/cm ²

La trave risulta quindi verificata.

6. SVINCOLO VIA CUMANO

In corrispondenza dello Svincolo di Via Cumano, è necessario realizzare due impalcati (uno per carreggiata) che consentano all'Passante Intervallivo di sovrappassare la linea ferroviaria esistente.

I due cavalcavia, identici per geometria e dimensioni, hanno due campate da 23.00 m ciascuna. La piattaforma ha un bitumato da 8.50 m e larghezza complessiva pari a 10.85 m.

Per la sezione è stata scelta una soluzione con quattro travi a doppio T, con controventi verticali ed orizzontali imbullonati. L'utilizzo di quattro travi consente di mantenere un interasse ridotto tra le travi stesse e contenere quindi lo spessore della soletta a 30 cm (25 cm di cls + 5 cm di predalle).

Le travi hanno altezza costante, e poggiano su baggioli di altezza variabile, in modo da permettere la variazione di pendenza trasversale senza ricorrere a rotazioni rigide, ovvero a solette di spessore variabile. Le anime delle travi sono pertanto sempre verticali rendendo particolarmente facile la giunzione in opera dei conci. La struttura è infatti disegnata per essere varata in opera mediante autogrù di media portata, giuntando i conci preassemblati in officina. Così facendo si evita di dover realizzare appoggi provvisori.

6.1. Metodi cantieristici

La realizzazione dei due impalcati in corrispondenza dello svincolo di Via Cumano è subordinata alle “esigenze” della linea ferroviaria Trieste - Campo Marzio.

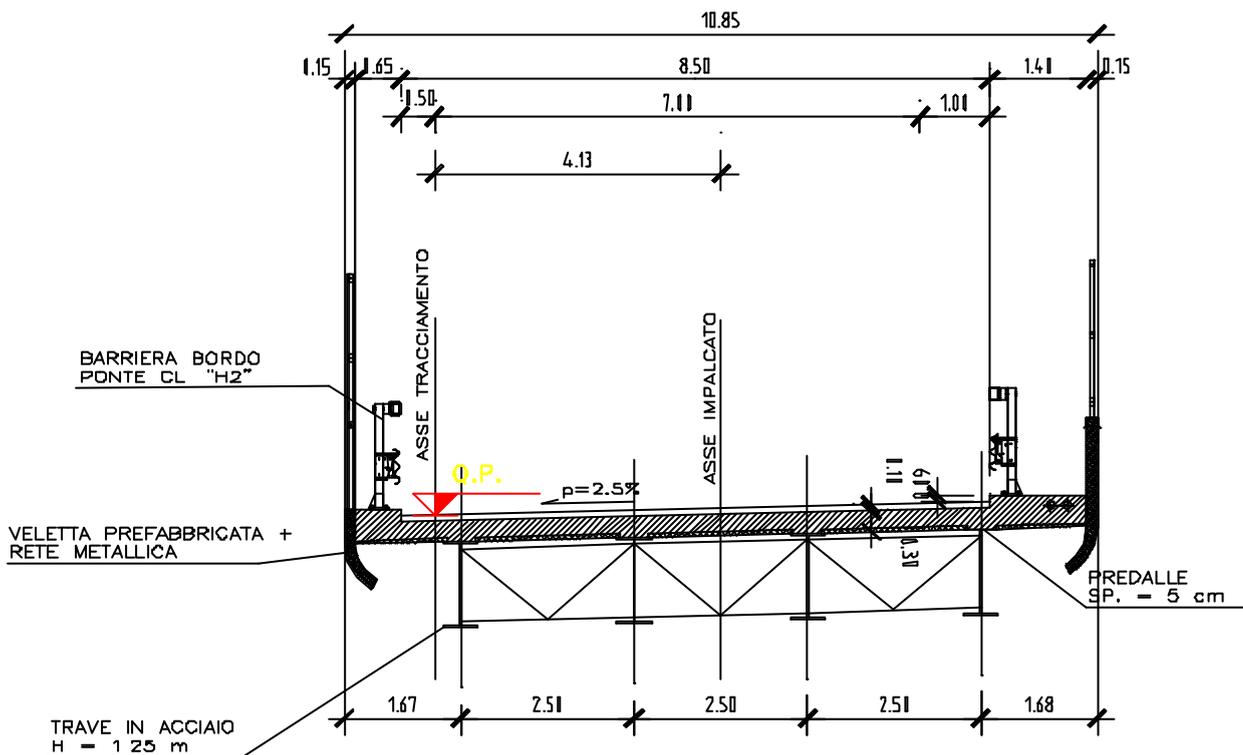
Una volta realizzate le pile e le spalle, è quindi necessario assemblare le travi a coppie a piè d’opera, in modo da ridurre i tempi di varo delle travi stesse, e quindi i tempi di interferenza con la linea ferroviaria. Si procede poi alla solidarizzazione e all’assemblaggio delle travi, alla posa delle predelle e al getto della soletta.

I tempi previsti per la realizzazione di entrambi gli impalcati è di circa 7 mesi.

6.2. Viadotti Passante Intervallivo in corrispondenza dello Svincolo di Via Cumano

6.2.1. Caratteristiche geometriche della sezione

La geometria della sezione è riportata nella figura seguente.



6.2.2. Analisi dei carichi

Peso proprio

Per le travi principali in acciaio si è assunto un $\gamma = 1.2 \cdot 78.5 = 94.2 \text{ kN/m}^3$, che tiene in conto con l'incremento del 20% della densità dell'acciaio, del peso dei controventi reticolari e delle bullonature.

Per la soletta si è utilizzato un carico uniforme di 18.75 kN/m applicato sulle travi centrali e di 21.90 per le travi laterali.

Permanenti portati

I carichi permanenti portati sono i pesi propri della pavimentazione, dei marciapiedi, delle velette, delle barriere e dei frangivento:

Elemento	Peso per unità di misura	Quantità	Peso per unità di lunghezza longitudinale dell'impalcato [kN/m]
Pavimentazione	2 kN/m ²	2 x 8.50 =	17.0
Marciapiedi	25 kN/m ³	(0.65 + 1.40) x 0.20 x 25 =	10.25
Barriera	2 kN/m	2 x 2 =	4.0
Veletta in c.a..	25 kN/m ³	0.15 x 2.3 x 25 =	8.625
Frangivento	1 kN/m	2 x 1 =	2

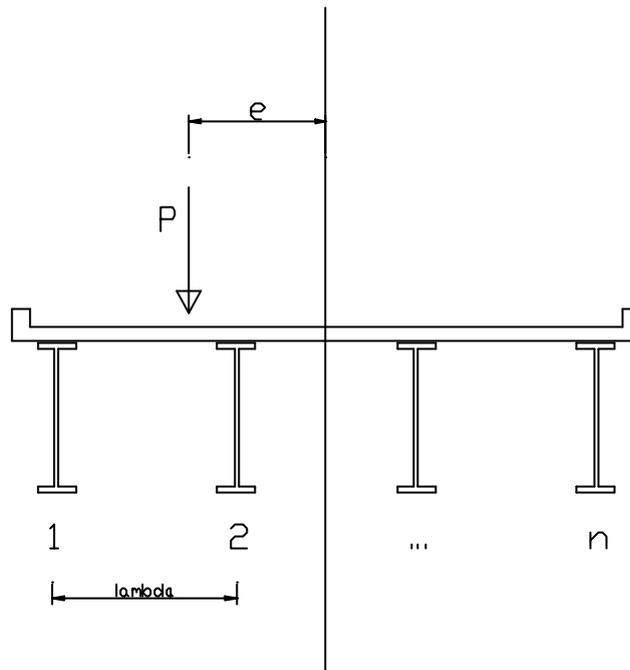
essi sono complessivamente 42 kN/m e vengono applicati sulle quattro travi come carichi uniformi di 10.50 kN/m.

Carichi accidentali

Sono stati adottati i carichi accidentali come da Regolamento D.M. 4 maggio 1990 per ponti di 1^a categoria.

Ai fini del dimensionamento e della verifica della struttura dell'impalcato sono state considerate tutte le possibili condizioni di carico ottenibili prendendo in considerazione sia due stese di carico di tipo $q_{1,a} + q_{1,b}$ (con il fattore riduttivo di 0.5 per la seconda stesa, tanto per il carico $q_{1,a}$ che per il $q_{1,b}$), sia un'unica stesa.

Data la geometria della sezione trasversale degli impalcato, si può ragionevolmente assumere la sezione stessa come infinitamente rigida, ipotizzando cioè che a deformazione avvenuta tutti i punti della sezione si vengano a trovare allineati. Si è quindi utilizzato il metodo di Engesser – Courbon per determinare la ripartizione trasversale delle singole colonne di carico su ciascuna trave.



Facendo riferimento alla figura precedente, il carico sulla trave più esterna (che risulta la più caricata) dovuta ad una forza P, può essere determinato mediante la seguente espressione:

$$P_1 = \frac{P}{n} \cdot \left[1 + 6 \cdot \left(\frac{e}{(n+1) \cdot \lambda} \right) \right]$$

dove: n = numero di travi

e = eccentricità del carico

λ = interasse delle travi

Tramite l'espressione precedentemente riportata è possibile determinare la quota parte di carico agente sulla trave 1, dovuta alle due stese di carico.

Nel caso in esame risulta che sulla trave più caricata agisce circa il 60% della prima stesa di carico e il 32.5 % della seconda stesa.

6.2.3. Verifiche di resistenza

Analizzando la trave in oggetto caricata con il peso proprio, i carichi permanenti e con le percentuali di carico accidentale sopra riportate, e considerando le diverse distribuzioni longitudinali dei carichi, in modo da massimizzare alternativamente le sollecitazioni in campata e sugli appoggi, si ottengono i seguenti risultati:

$M_{p,proprio}^+ = 880 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto al peso proprio

$M_{p,proprio}^- = -1560 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto al peso proprio

$M_{perm}^+ = 390 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi permanenti

$M_{perm}^- = -700 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi permanenti

$M_{acc}^+ = 5980 \text{ kNm}$ massimo momento in campata dovuto ai carichi accidentali

$M_{acc}^- = -3860 \text{ kNm}$ massimo momento sull'appoggio dovuto ai carichi accidentali

Si riportano di seguito le verifiche delle sezioni maggiormente sollecitate.

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento in campata

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	500 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	30 mm	H _a =	1190 mm
Piattabanda inferiore	B _{ii} =	500 mm	t _{ii} =	30 mm
piatti aggiunti:	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1250 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

AREA	A _a =	657,00 cm ²
MOM. STATICO INF.	S _i =	41062,50 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Y _a =	62,50 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	J _{xx} =	1.537.815 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	J _{yy} =	62.768 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	J _{zz} =	1.920 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	W _s =	24.605 cm ³
MODULO RES. INF.	W _i =	24.605 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

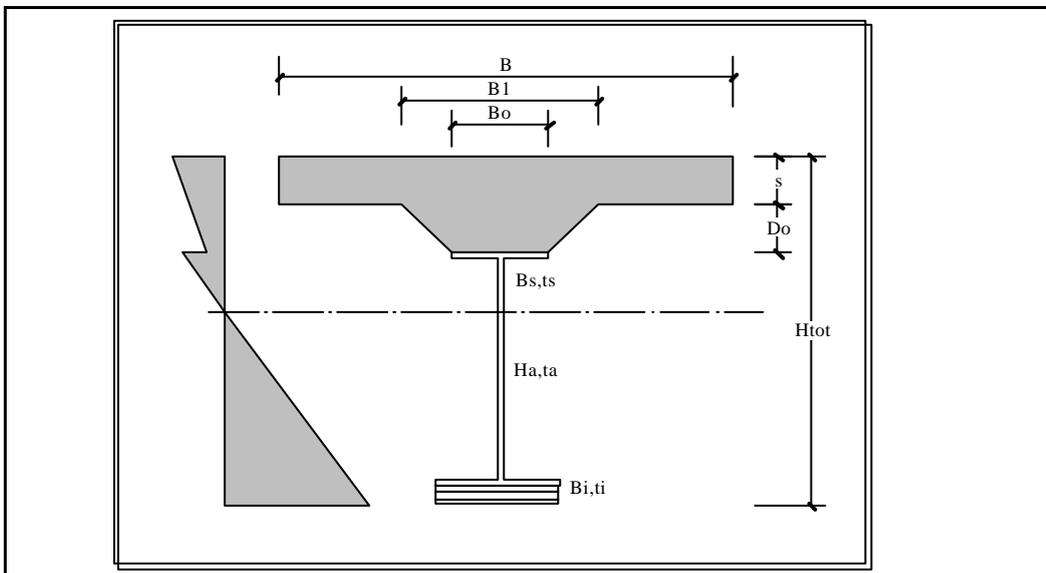
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE L= 23,00 m
 INTERASSE TRAVI i= 2,50 m

$$B = B_0 + 10 * s = 300,00 \text{ cm}$$

$$B = B_0 + L / 5 = 460,00 \text{ cm}$$

LARGH. SOLETTA COLLAB. B= 250 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 155,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R' cK= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	n= 13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1835,97 cm ²	A= 1259,05 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	206394,84 cm ³	Si= 125625,61 cm ³
BARICENTRO SEZ. OMOGENEA	Y=	112,42 cm	Y= 99,78 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	206870,59 cm ³	S= 301663,17 cm ³
INERZIA BARIC. SEZ. OMOG.	J=	4176678,33 cm ⁴	J= 3493355,36 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	98083,82 cm ³	Wc,s= 63260,49 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	331936,96 cm ³	Wc,i= 138505,63 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	331936,96 cm ³	Wc,a= 138505,63 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	331936,96 cm ³	Wa,s= 138505,63 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	37153,36 cm ³	Wa,i= 35011,19 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M= 88.000 Kgm	peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M= 39.000 Kgm	pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M= 598.000 Kgm	accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-357,65 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	357,65 Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente è quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-11,75 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	104,97 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	6,12 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	1,81 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	1,81 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-89,53 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	354,17 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-4,74 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-2,17 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-2,17 Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-180,15 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	1609,55 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-93,80 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-27,72 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-27,72 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-627,33 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	2321,37 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-98,54 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-29,88 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-29,88 Kg/cm ²

VERIFICA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

DESCRIZIONE: Massimo momento sugli appoggi

DATI TRAVE METALLICA:

Piattabanda superiore	B _s =	500 mm	t _s =	30 mm
Anima	t _a =	30 mm	H _a =	1190 mm
Piattabanda inferiore	B _{ii} =	500 mm	t _{ii} =	30 mm
piatti aggiunti:	B _{i2} =		t _{i2} =	
	B _{i3} =		t _{i3} =	
	B _{i4} =		t _{i4} =	
	B _{i5} =		t _{i5} =	

ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA TRAVE METALLICA H₂= 1250 mm

CARATTERISTICHE STATICHE SEZ. METALLICA

AREA	Aa=	657,00 cm ²
MOM. STATICO INF.	Si=	41062,50 cm ³
ORDINATA BARI CENTRO	Ya=	62,50 cm
INERZIA ASSE BARIC. x-x	Jxx=	1.537.815 cm ⁴
INERZIA ASSE BARIC. y-y	Jyy=	62.768 cm ⁴
INERZIA TORSIONALE	Jzz=	1.920 cm ⁴
MODULO RES. SUP.	Ws=	24.605 cm ³
MODULO RES. INF.	Wi=	24.605 cm ³

DATI SOLETTA IN C.A.

SPESSORE SOLETTA	s=	30,00 cm
ALTEZZA RACCORDO	D ₀ =	0,00 cm
BASE INFERIORE RACCORDO	B ₁ =	50,00 cm
BASE SUPERIORE RACCORDO	B ₀ =	0,00 cm
ARM. METALLICA SUPERIORE	A _f =	10,05 cmq/m
COPRI FERRO	c=	4,00 cm

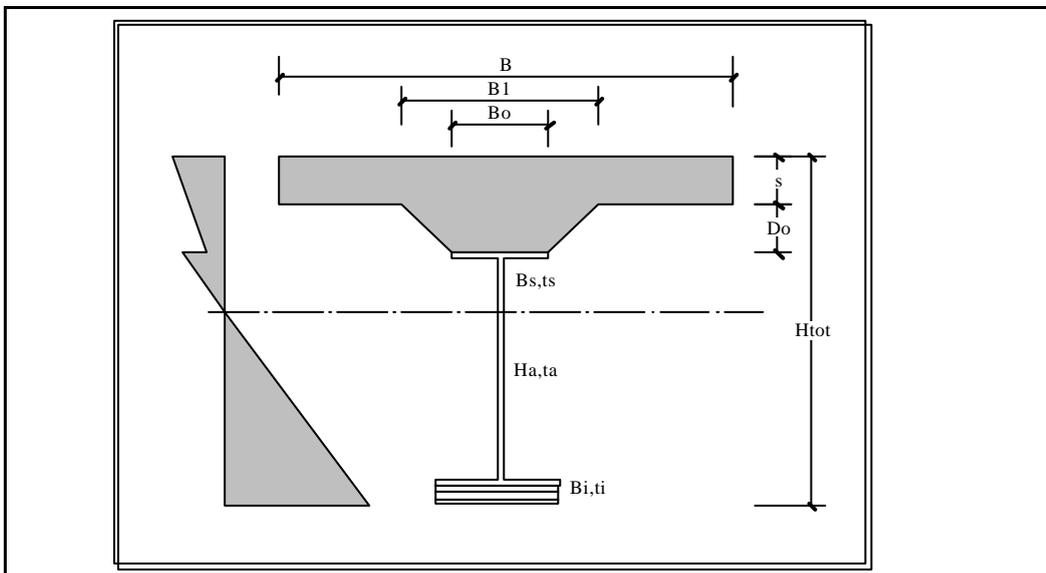
CALCOLO LARGHEZZA COLLABORANTE

LUCE DELLA TRAVE	L=	23,00 m
INTERASSE TRAVI	i=	2,50 m

$$B = B_0 + 10 * s = 300,00 \text{ cm}$$

$$B = B_0 + L / 5 = 460,00 \text{ cm}$$

LARGH. SOLETTA COLLAB. B= 250 cm



DATI SULLA SEZIONE MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO			
ALTEZZA COMPLESSIVA DELLA SEZIONE:		H= 155,00 cm	
CLASSE DEL CALCESTRUZZO		R'ck= 400 Kg/cm ²	
COEFF. DI MATURAZ.		cf8 = 1	
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
COEFFIC. DI OMOGENEIZZ.	n=	6,50	13,00
AREA SEZ. OMOGENEA	A=	1835,97 cm ²	1259,05 cm ²
MOM. STATICO INFERIORE	Si=	206394,84 cm ³	125625,61 cm ³
BARICENTRO SEZ OMOGENEA	Y=	112,42 cm	99,78 cm
MOM. STATICO SOLETTA	S=	206870,59 cm ³	301663,17 cm ³
INERZIA BARI C. SEZ. OMOG.	J=	4176678,33 cm ⁴	3493355,36 cm ⁴
MODULI DI RESISTENZA DELLA SEZIONE MISTA:			
		BREVE DURATA	LUNGA DURATA
BORDO SUPERIORE SOLETTA	Wc,s=	98083,82 cm ³	63260,49 cm ³
BORDO INFERIORE SOLETTA	Wc,i=	331936,96 cm ³	138505,63 cm ³
ATTACCO ACCIAIO-CLS	Wc,a=	331936,96 cm ³	138505,63 cm ³
PIATTABANDA SUPERIORE	Wa,s=	331936,96 cm ³	138505,63 cm ³
PIATTABANDA INFERIORE	Wa,i=	37153,36 cm ³	35011,19 cm ³
VERIFICHE DELLA SEZIONE:			
SOLLECITAZIONI AGENTI			
1 ^a FASE :	MOMENTO	M=	-156.000 Kgm peso proprio
2 ^a FASE :	MOMENTO	M=	-70.000 Kgm pesi permanenti
3 ^a FASE :	MOMENTO	M=	-386.000 Kgm accidentali
1 ^a FASE : I carichi permanenti sono supportati dalla sola sezione in acciaio			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	634,02 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-634,02 Kg/cm ²
2 ^a FASE : Il calcestruzzo ha fatto presa; la sezione reagente é quella mista sottoposta alle sollecitazioni derivanti dai carichi di 2 ^a fase			
- tensioni iniziali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	21,09 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-188,41 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	-10,98 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	-3,24 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	-3,24 Kg/cm ²
- tensioni finali			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	-89,53 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	354,17 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	8,51 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	3,89 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	3,89 Kg/cm ²
3 ^a FASE : Fase di esercizio; i sovraccarichi agiscono sulla sezione composta acciaio-cls ed hanno carattere di breve durata.			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	116,29 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-1038,94 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	60,54 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	17,89 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	17,89 Kg/cm ²
TENSIONI COMPLESSIVE:			
Tensioni normali:	piattabanda superiore	σ=	660,78 Kg/cm ²
	piattabanda inferiore	σ=	-1318,78 Kg/cm ²
	bordo sup. soletta	σ=	69,06 Kg/cm ²
	bordo inf soletta	σ=	21,78 Kg/cm ²
	sezione d'attacco acciaio-cls	σ=	21,78 Kg/cm ²

La trave risulta quindi verificata.

