

COMPORTAMENTO DI IMPALCATI DA PONTE A CASSONE IN ACCIAIO-CALCESTRUZZO CON ANIMA ONDULATA

BEHAVIOUR OF BOX-GIRDER BRIDGES WITH CORRUGATED WEBS IN COMPOSITE STEEL-CONCRETE DECKS

Marcello Cammarata, Nunzio Scibilia
Università degli Studi di Palermo
Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Aerospaziale, dei materiali DICAM
Palermo, Italia
nunzio.scibilia@unipa.it

ABSTRACT

The present paper concerns the behaviour of a box-girder bridge deck road having a steel box and a concrete slab. The steel webs are shaped according to a sine wave. The deck has a width of 13.70 m and a length of 182 m, with the longitudinal static scheme as a continuous beam on four supports. The study highlights the reliability of this constructive solution.

SOMMARIO

La presente memoria riguarda il comportamento di un impalcato di ponte stradale a cassone avente le anime sagomate secondo una sinusoidale, con soletta in c.a. collaborante. L'impalcato, avente larghezza di m 13.70 m e lunghezza di m 182, presenta schema statico longitudinale di trave continua su 4 appoggi. Lo studio pone in luce la realizzabilità di tale soluzione costruttiva.

1 INTRODUZIONE

Nella realizzazione di impalcati per ponti stradali trovano conveniente applicazione i sistemi misti acciaio calcestruzzo costituiti da un cassone in acciaio e da una piastra superiore in c.a. o per le luci maggiori in acciaio. Lo schema statico longitudinale più frequentemente adottato è quello di trave continua e, per le luci maggiori, le travi presentano altezza variabile.

Per tali ponti una componente significativa del costo è dovuta al peso delle parti metalliche ed alle lavorazioni richieste per l'inserimento degli irrigidimenti longitudinali e trasversali, necessari per contrastare l'instabilità. Recentemente sono state proposte travi in acciaio con anima sagomata secondo un andamento trapezoidale o sinusoidale. In precedenti articoli si è analizzato il comportamento di un impalcato misto a due travi, collegate da traversi di testata ed intermedi e da una soletta in cemento armato. Il primo studio è relativo ad uno schema semplicemente appoggiato agli estremi; mentre la seconda memoria riguarda un impalcato continuo su tre campate, mettendo a confronto le soluzioni con anima irrigidita e con anima ondulata. Nella presente nota si analizza il comportamento di un impalcato con cassone in acciaio, le cui anime sono costituite da lamiere ondulate.

Si è considerato un ponte stradale di 1° categoria, soggetto ai carichi permanenti e all'azione di carichi mobili. La struttura, evidenziata in figura 1, ha lunghezza di m 182.00, distribuita su luci teoriche di m 56.00 per le due campate laterali e di m 70.00 per la campata centrale.

La piattaforma in calcestruzzo armato presenta larghezza di m 13.70 (tre corsie di marcia larghe m 3.75 più cordoli per l'ancoraggio dei sicurvia e un marciapiede) ed ha spessore variabile in senso trasversale da m 0.15 a m 0.37.

Si considerano i carichi variabili regolamentari previsti dal D.M. 14/01/2008.

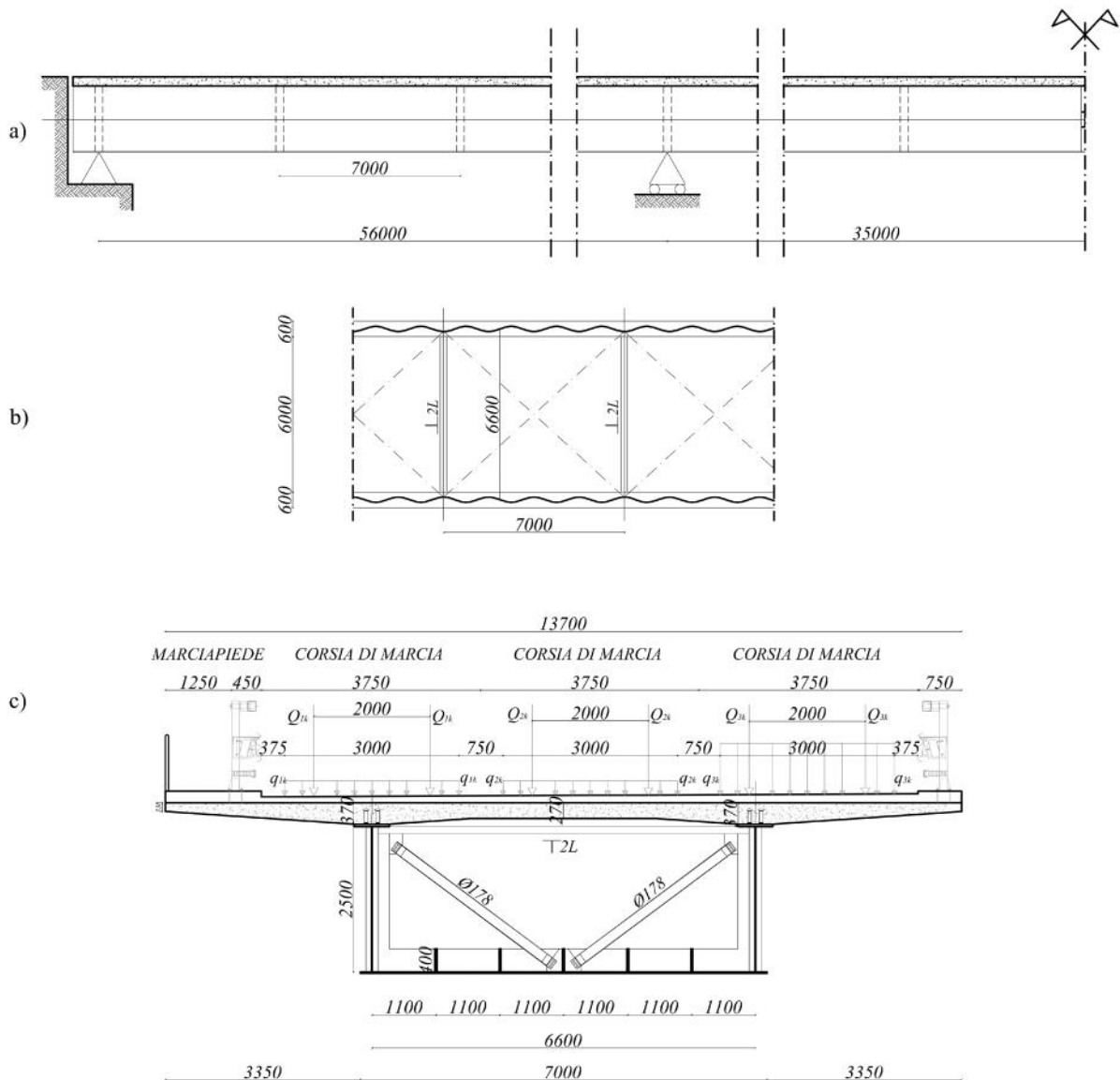


Fig. 1: Impalcato misto: a) sezione longitudinale b) controventatura superiore c) sezione trasversale

2 PROGETTO DELL'IMPALCATO

Il cassone in acciaio è supposto di altezza costante, ma con spessore delle lamiere variabile in relazione all'impegno statico, determinato considerando agenti sull'impalcato soltanto le seguenti azioni:

1. peso proprio delle parti in acciaio e della soletta in c.a. (g_1), assunto in prima approssimazione pari a 115 kN/m;

2. peso della pavimentazione e dei sicurvia (g_2) assunto rispettivamente pari a 3.0 kN/m^2 e 2 kN/m , sostenuto dalla struttura mista;
3. carichi variabili.

Per le verifiche allo SLU di resistenza, le azioni g_2 si considerano sempre agenti, ma affette dal coefficiente $\gamma_f=1.00$ o 1.35 in modo da indurre le sollecitazioni più gravose. Le azioni variabili sono costituite da 3 colonne di carichi, aventi ciascuna larghezza di $m \ 3.00$. Ogni stesa di carico è composta da 4 forze concentrate Q_{ik} distanti $m \ 1.20$ in direzione longitudinale e $m \ 2.00$ in direzione trasversale (di valore caratteristico $Q_{ik}/2$) e da strisce di carico uniforme di entità q_{ik} (figura 1c).

La distribuzione trasversale dei carichi è tale da indurre la massima eccentricità, la quale determina il massimo effetto torsionale.

Si considera uno schema longitudinale di trave continua su quattro appoggi, avente due campate laterali di luce uguale l_1 e la campata centrale di luce l_2 . In relazione alle linee di influenza delle sollecitazioni flessionali si considerano le seguenti disposizioni di carico (figura 2):

- disp. 1 momento positivo M^+_B nelle campate laterali: forze Q_{ik} nella I campata e carico q_{ik} nella I e nella III campata;
- disp. 2 momento positivo M^+_D nella campata centrale: forze Q_{ik} carico q_{ik} nella sola II campata;
- disp. 3 momento negativo M^-_C sugli appoggi intermedi: forze Q_{ik} nella I campata e carico q_{ik} nella I e nella II campata;
- disp. 4 momento negativo M^-_C sugli appoggi intermedi: forze Q_{ik} nella II campata e carico q_{ik} nella I e nella II campata;

In relazione alle linee di influenza delle sollecitazioni di taglio si considerano le seguenti disposizioni di carico:

- disp. 5 taglio nell'appoggio esterno della campata laterale $V_{A,1}$: forze Q_{ik} nella I campata a ridosso dell'appoggio e carico q_{ik} nella I e nella III campata;
- disp. 6 taglio a sinistra dell'appoggio centrale $V_{C,1}$: forze Q_{ik} nella I campata a ridosso dell'appoggio interno e carico q_{ik} nella I e nella II campata;
- disp. 7 taglio a destra dell'appoggio centrale $V_{C,2}$: forze: Q_{ik} nella II campata a ridosso dell'appoggio e carico q_{ik} nella I e nella II campata.

In relazione alle linee di influenza delle sollecitazioni di torsione si considerano le seguenti disposizioni di carico:

- disp. 8 momento torcente nell'appoggio esterno della campata laterale $T_{A,1}$: forze Q_{ik} nella I campata a ridosso dell'appoggio e carico q_{ik} nella I e nella III campata;
- disp. 9 momento torcente a sinistra dell'appoggio centrale $T_{C,1}$: forze Q_{ik} nella I campata a ridosso dell'appoggio e carico q_{ik} nella I e nella II campata;
- disp. 10 momento torcente a destra dell'appoggio centrale $T_{C,2}$: forze: Q_{ik} nella II campata a ridosso dell'appoggio e carico q_{ik} nella I e nella II campata.

Gli effetti della viscosità vanno riferiti al tempo t_p di applicazione del carico e a tempo infinito, per il quale si considera un modulo elastico del calcestruzzo ridotto E_{cp} dipendente dalla viscosità attraverso i fattori α_L e (α, t_p) , secondo la seguente relazione:

$$E_{cp} = \frac{E_c}{1 + \alpha_L f(\alpha, t_p)} \quad (1)$$

Per la verifica a taglio delle anime del cassone, occorre che, per tutte le combinazioni di carico, il taglio di calcolo V_{Sd} sia inferiore al taglio resistente V_{Rd} , espresso dalla relazione:

$$V_{Rd} = t_c \frac{f_y}{\sqrt{3} \cdot \alpha_{M1}} h_w t_w \quad (2)$$

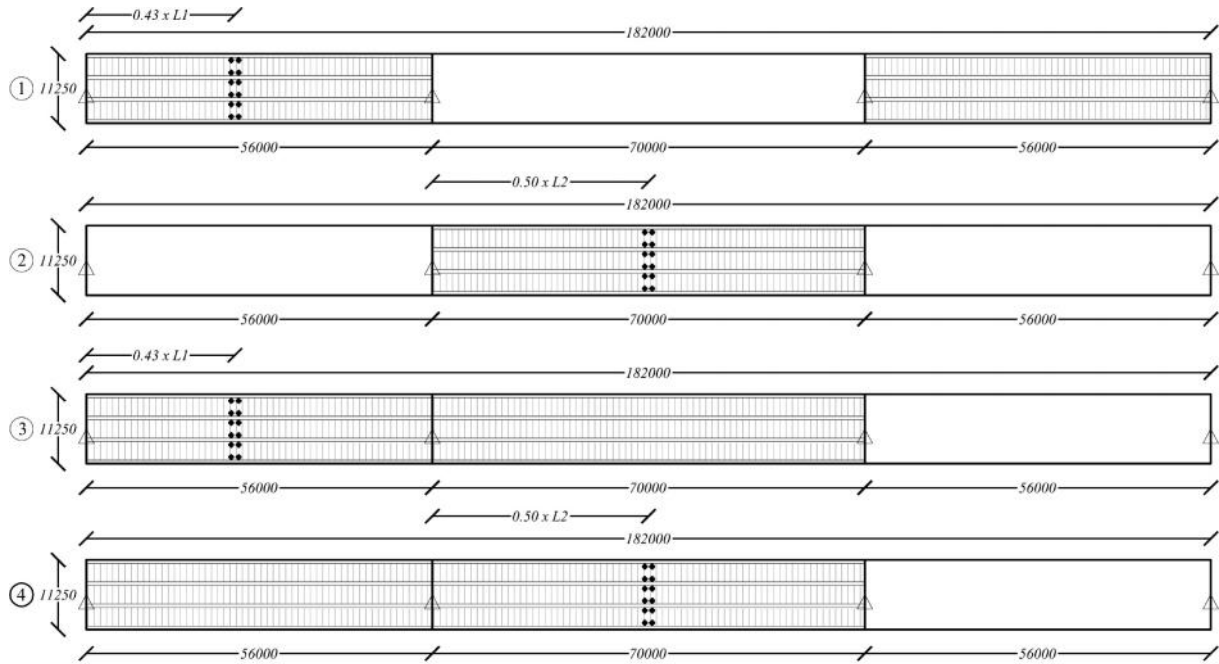


Fig. 2: Disposizione dei carichi sull'impalcato per determinare le massime sollecitazioni flessionali

essendo h_w e t_w l'altezza e lo spessore dell'anima, f_y la tensione di snervamento dell'acciaio, χ_{M1} un coefficiente di sicurezza pari ad 1.1 per i ponti e c un fattore di riduzione che tiene conto dell'instabilità del pannello d'anima, assunto pari al più piccolo tra i valori c_{l} e c_{g} relativi rispettivamente all'instabilità locale e globale, dati dalle seguenti espressioni:

$$t_{c,l} = \frac{1.15}{0.9 + \bar{\chi}_{c,l}} \leq 1 \quad t_{c,g} = \frac{1.5}{0.5 + \bar{\chi}_{c,g}^2} \leq 1 \quad (3)$$

$$\bar{\chi}_{c,l} = \sqrt{\frac{f_y}{\dagger_{cr,l} \sqrt{3}}} \quad \bar{\chi}_{c,g} = \sqrt{\frac{f_y}{\dagger_{cr,g} \sqrt{3}}} \quad (4)$$

Per le sagome sinusoidali, rappresentate in figura 3, generalmente è dominante il modo di instabilità globale. Per la valutazione delle \dagger_{cr} si fa riferimento all'EC3-parte 1-5 annesso D, assimilando il pannello sinusoidale ad una lastra ortotropa, per la quale si definiscono le seguenti rigidezze flessionali in direzione longitudinale D_y e in direzione trasversale D_x :

$$D_x = \frac{Et^3 l}{12(1-\epsilon^2)s} \quad D_y = \frac{EI_y}{l} \quad (5)$$

avendo indicato con l la lunghezza della proiezione dell'onda, con s la sua lunghezza effettiva e con I_z il momento di inerzia dell'onda rispetto all'asse longitudinale. Attraverso le suddette rigidezze è possibile definire le $\dagger_{cr,g}$ e le $\dagger_{cr,l}$ attraverso le seguenti relazioni:

$$\dagger_{cr,g} = \frac{32.4}{t_w h_w^2} \sqrt[4]{D_x D_y^3} \quad \dagger_{cr,l} = \left(5.34 + \frac{as/2}{2h_w t_w}\right) \frac{f^2 E}{12(1-\epsilon^2)} \frac{2t_w}{s/2} \quad (6a, 6b)$$

Per il calcolo della lunghezza s e del momento di inerzia I_z si rimanda alle indicazioni di bibliografia [3, 4, 5]. La procedura di calcolo mira ad ottenere un valore di c prossimo ad 1, ponendo in una prima fase $c_{g}=1$, da cui si ricava attraverso la (3) $c_{l}=1$ e attraverso la (4) $\dagger_{cr,g} = 0.57 f_y$. Pertanto, fissato il valore di t_w occorre operare sui valori di a ed l in modo da soddisfare la sopradetta relazione. In presenza di due variabili è opportuno fissare il rapporto l/a e ricavare le combinazioni possibili, tra le quali si sceglierà quella più idonea sotto l'aspetto tecnologico.

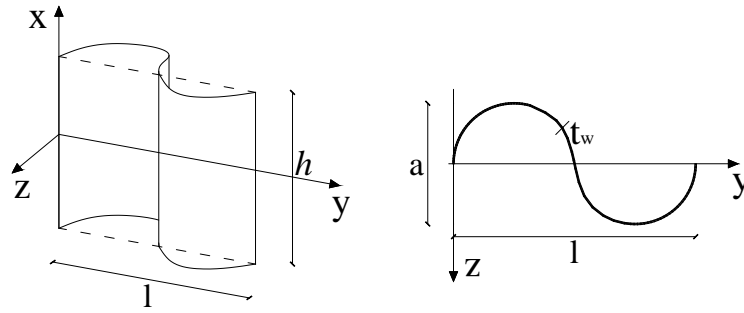


Fig. 3: Profilo sinusoidale dell'anima

Il collegamento tra il cassone e la soletta è assicurato da pioli con testa, dei quali si trascura la deformabilità. La larghezza collaborante è pari a 13.70 m minore della larghezza efficace regolamentare $b_{eff} = 2b_c + 2b_{e1} + 2b_{e2}$, essendo $b_{ei} = l_0/8$ con l_0 distanza dei punti di nullo del diagramma dei momenti. Si considerano gli effetti della fessurazione trascurando la presenza del calcestruzzo sugli appoggi intermedi per tratti estesi $0.15 l_i$ da entrambi i lati dell'appoggio. Le anime del cassone hanno altezza 2500 mm, le piattabande superiori presentano ciascuna larghezza di 600 mm. Si prevede che l'acciaio da carpenteria sia di classe S460 di qualità J2 e il calcestruzzo di classe C 50/60 e l'armatura della soletta del tipo B450C. Il modulo elastico del calcestruzzo, espresso in kN/mm^2 è dato dalla seguente relazione:

$$E_c = 22 \left(\frac{50+8}{10} \right)^{0.3} = 37.027 \quad (7)$$

a cui corrisponde un coefficiente di omogeneizzazione dell'acciaio $n = 6$. Per le azioni permanenti si assume un valore del modulo ridotto $E_{cp} = 12.00 kN/mm^2$ e del coefficiente di omogeneizzazione a tempo infinito n_c pari a 18.

In una prima fase si fa riferimento ad una sezione mista caratterizzata da due momenti di inerzia flessionali: J_1 del solo cassone in acciaio e J_2 della sezione mista, calcolata adottando un coefficiente di omogeneizzazione 6.

Si adotta inizialmente lo schema di calcolo semplificato di figura 4, nel quale l'impalcato è rappresentato da una trave continua, vincolata attraverso tratti rigidi a coppie di appoggi dei quali 3 esplicano soltanto una reazione verticale, mentre la coppia iniziale è costituita da appoggi fissi. La rigidezza torsionale della trave K_t è determinata attraverso la seguente relazione (Bredt):

$$K_t = \frac{4G\Omega^2}{\sum \frac{l_i}{t_i}} \quad (8)$$

dove l_i indica la lunghezza delle pareti che delimitano il cassone e t_i lo spessore.

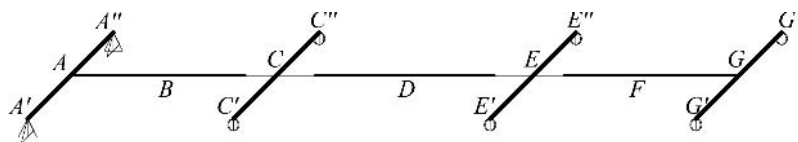


Fig. 4: Schema di calcolo a trave

Si considerano le anime con profilo sinusoidale di spessore variabile da 8 a 10 mm e onde aventi ampiezza a di 200 mm e passo l di 1750 mm. Nel modello di calcolo a trave non si è tenuto conto della geometria delle anime, la cui introduzione è stata effettuata con una discretizzazione dell'impalcato in piastre ortotrope aventi le caratteristiche meccaniche riportate in tabella 1.

Tabella 1: Piastra ortotropa equivalente

t_w	E_x [GPa]	E_y [MPa]	G [GPa]	$t_{w,eq}$ [mm]
8	7.09	7.21	2.65	243
10	8.86	14.07	3.30	243

Le sollecitazioni di esercizio, dedotte dal modello semplificato, per le suddette condizioni di carico sono riportate di seguito:

Tabella 2: Sollecitazioni di esercizio per lo schema di trave continua

Disp.	M_B^+ [kNm]	M_D^+ [kNm]	M_C^- [kNm]	M_C^- [kNm]	V_A [kNm]	$V_{C,1}$ [kNm]	$V_{C,2}$ [kNm]	T_A [kNm]	$T_{C,1}$ [kNm]	$T_{C,2}$ [kNm]
g_1	20099	33266	-37284	-37284	2560	-3891	4032	0	0	0
g_2	10511	12443	-13947	-13947	957	-1455	1508	0	0	0
1	28663	-6166	-8463	-8463	-1708	-1843	66	5604	-510	0
2	-6335	31981	-14375	-14375	-256	-256	2070	0	0	3700
3	24189	12739	-18616	-18616	1527	-2024	1633	5604	-510	3191
4	7394	29644	-20054	-20054	817	-1534	2167	4617	-488	3695
5	14360	-4577	-4604	-4604	2288	-1263	0	5624	-489	0
6	9835	14283	-14867	-14867	916	-2635	1570	4641	-1472	3191
7	9677	14408	-14873	-14873	910	-1441	2764	4617	-488	4186
8	9886	14328	-14757	-14757	2107	-1444	1567	5624	-489	3191
9	9835	14283	-14867	-14867	916	-2635	1569	4641	-1472	3191
10	9677	14408	-14873	-14873	910	-1442	2764	4617	-488	4186

Tali valori consentono di definire la progettazione delle sezioni, differenziando i vari tronchi. In particolare si è scelto di dividere il cassone in acciaio in 8 conci aventi lunghezza variabile da 22 a 23 m. I conci sono stati raggruppati in 4 tipologie di sezioni, riportate in tabella 3, ove sono indicate con $t_{f,i}$ e $t_{f,s}$ gli spessori delle lamiere inferiori e superiori e con t_w lo spessore delle anime ondulate, ciascuna verificata allo SLU per le massime sollecitazioni, considerando la sezione di classe 3 per la flessione e di classe 2 per il taglio.

Tabella 3: Spessori delle lamiere in acciaio

Tipologia	$t_{f,i}$ [mm]	$t_{f,s}$ [mm]	t_w [mm]
1 – conci esterni	20	60	10
2 – conci intermedi campate esterne	25	60	8
3 – conci sugli appoggi intermedi	30	80	10
4 – conci della campata centrale	25	60	8

La piattabanda inferiore è compressa in corrispondenza degli appoggi intermedi ove in relazione al valore del rapporto lunghezza/spessore occorre inserire opportuni irrigidimenti per contrastarne l'instabilità.

Con riferimento al concio di tipologia 3 si riportano di seguito le verifiche di resistenza per tensioni normali e per taglio-torsione.

– azione g_1 : resiste la sola trave in acciaio avente $J_I = 4.64 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$, $W_s = 2.68 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$, $W_i = 5.28 \cdot 10^8 \text{ mm}^3$, $A_w = 5 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$, $I_w = 1.65 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$

M_2^- esercizio = -37284 kNm $\sigma_s = 139 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_i = -71 \text{ N/mm}^2$

$V_{C,2}$ esercizio = 4032 kN $\tau = 80 \text{ N/mm}^2$

M di calcolo = - 46172 kNm M resistente = 117409 kNm

V di calcolo = 5242 kN V resistente = 21904 kN

– azioni g_2 e carichi variabili (disp.4 per flessione, disp. 7 per taglio e disp. 10 per torsione):

si considera la sezione mista costituita dalla trave in acciaio e dalle barre di armatura B450C, distribuite su due strati aventi ciascuno area di $2 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$, avente $J_2 = 5.01 \cdot 10^{11} \text{ mm}^4$ e distanza del baricentro dai lembi superiore (barre) e inferiore rispettivamente pari a 1976 e 934 mm.

M_2^- esercizio = -34000 kNm $\sigma_{s \text{ cassone}} = 114 \text{ N/mm}^2$, $\sigma_i = -63 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_{\text{barre}} = 132 \text{ N/mm}^2$

$V_{C,2}$ esercizio = 4272 kN $\tau_1 = 85 \text{ N/mm}^2$

$T_{C,2}$ esercizio = 4186 kNm $\tau_2 = 12 \text{ N/mm}^2$

Considerando la somma delle azioni suddette si ha:

$\sigma_{s \text{ cassone}} = 253 \text{ N/mm}^2$ $\sigma_i = -134 \text{ N/mm}^2$ $\tau_w = 177 \text{ N/mm}^2$

M_2^- di calcolo = -99469 kNm $V_{C,2}$ di calcolo = 11650 kN $T_{C,2}$ di calcolo = 6279 kNm

Il dominio di resistenza della sezione andrebbe valutato nello spazio delle sollecitazioni M, V e T. Per le verifiche a flessione e taglio si penalizza il momento resistente se il taglio di calcolo supera il 50% del taglio resistente. Essendo tale rapporto pari al 53 % applicando la relazione regolamentare si riduce il momento resistente di flessione semplice del 9% e si ricava un momento resistente di 128558 kNm > 94020 kNm. Tale differenza consente di fronteggiare le ulteriori tensioni normali indotte dal ritiro e dall'ingobbimento non uniforme.

Le tensioni tangenziali nelle anime dovute sia al taglio che alla torsione, hanno un valore complessivo di calcolo $\tau_d = 80 \times 1.3 + (85 + 12) \times 1.5 = 249 \text{ N/mm}^2$ inferiore al valore di snervamento per tensione tangenziale pari a 253 N/mm^2 .

Si riportano di seguito (figura 5) i valori degli spostamenti e delle rotazioni torsionali nei punti significativi della struttura, per l'azione dei soli carichi variabili.

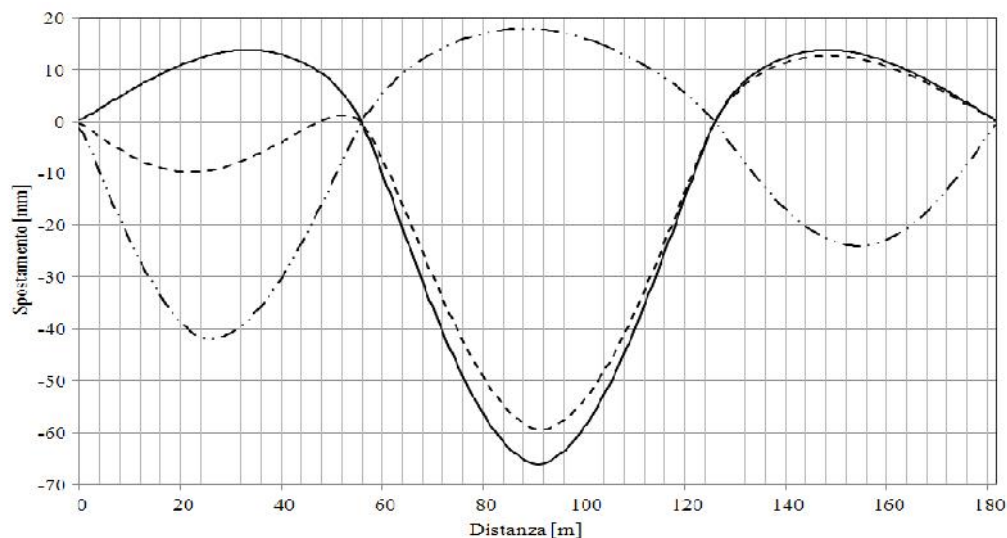


Fig. 5: Spostamenti verticali dell'impalcato per i carichi variabili. Disp. 1: linea tratto e due punti, disp. 2: linea continua, disp. 4: linea tratteggiata

Per verifiche più accurate si adotta un modello 3D riportato in figura 6, nel quale l'anima del cassone è assimilata ad una lastra ortotropa (tabella 1). Per la modellazione si è adottato il programma di calcolo *Straus 7*. Si riportano nella Tabella 5 le frecce f_B ed f_D e le rotazioni torsionali θ_B e θ_D per le condizioni di carico più gravose.

Tabella 5: Frecce in mezzeria per azioni variabili $f_{i,t}$ per azioni totali

Carichi variabili	f_B [mm]	θ_B [deg]	f_D [mm]	θ_D [deg]
disp. 1	44.20	0.19	-23.01	0.02
disp. 2	-17.14	0.02	61.69	0.19
disp. 4	8.30	0.12	52.95	0.19

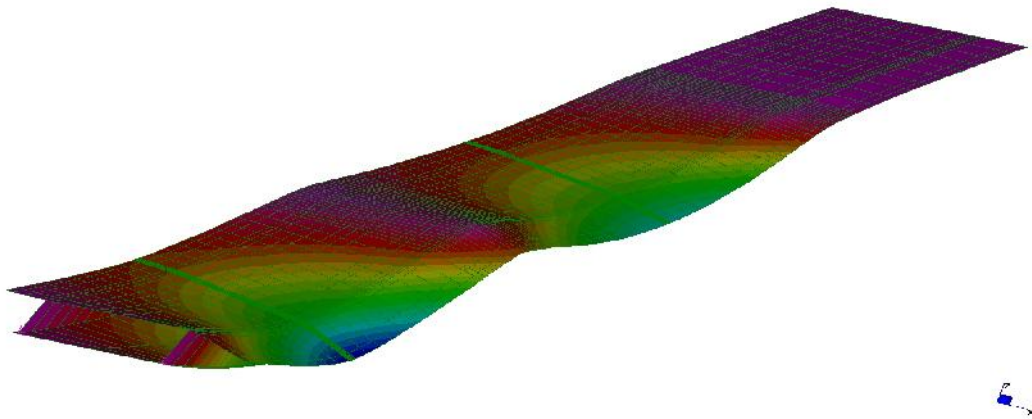


Fig. 6: modello FEM

3 CONCLUSIONI

E' stato affrontato il dimensionamento e la verifica di un ponte a cassone con struttura mista in acciaio-calcestruzzo. Le pareti del cassone sono costituite da lamiere con profilo sinusoidale. I risultati ottenuti confermano la possibilità di adottare tale tipologia costruttiva. La sezione corrugata consente di superare i problemi di instabilità locale delle anime e determina un alleggerimento del peso, in quanto limita gli irrigidimenti delle anime del cassone alle sole sezioni di attacco dei travi reticolari.

La modellazione a piastra ortotropa equivalente consente di utilizzare modelli di calcolo consolidati per la determinazione del comportamento della struttura.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Abbas HH, Sause R, Driver G (2006) Behavior of corrugated web I-girders under in plane loads. *Journal of Engineering Mechanics ASCE*.
- [2] Bertagnoli G, Biagini MA, Mancini G. (2010) Orthotropic model for the analysis of beams with corrugated steel webs. *Proc. of ACES Symposium Corfù*.
- [3] Biagini M.A. (2009) Orthotropic model for non-linear analysis of beams with corrugated steel webs. *Tesi di dottorato in Ingegneria delle Strutture, Polito*
- [4] Cammarata M., Scibilia N. (2011) Impalcati da ponte in acciaio-calcestruzzo con travi ad anima ondulata. *Atti del XXVI Convegno AICAP, 19-21 maggio Padova*.
- [5] Cammarata M., Scibilia N. (2011) Travi continue in acciaio con anima ondulata per impalcati misti in acciaio-calcestruzzo. *Atti del XXIII Congresso CTA, 9-12 ottobre Ischia (Na)*.
- [6] Dezi L., Gara F., Leoni G. (2006) Construction sequence modelling of continuous steel concrete composite decks. *Steel and composite structures; 6 (2) pag. 123-138*.
- [7] Easley JT, McFarland D (1969) Buckling of Light, Gage Corrugated Shear Diaphragms. *Journal of Structural Division. USA*.
- [8] Elgaaly M, Seshadri A (1997) Girders with corrugated webs under partial compressive edge loading. *J. Struct Eng, ASCE. Philadelphia, USA*.
- [9] Ibrahim SA, El-Dakhkhni WW Elgaaly M (2006) Behavior of bridge girders with corrugated webs under monotonic and cyclic loading. *Engineering Structures. Canada*.

PAROLE CHIAVE: Ponti a cassone in sistema composto acciaio-calcestruzzo, travi con anima ondulata, stabilità.