

**“IL BICASSONE PREFABBRICATO LUNGO LA NUOVA  
LINEA ALTA CAPACITA TORINO-MILANO”**

Petrangeli M., Andreocci C., Leoncini A., Orlandini M. Geremia G. (2007)

---

“Questo articolo è stato pubblicato per la prima volta sulla rivista *Industria Italiana del Cemento*, casa editrice AITEC, <http://www.aitecweb.com>”

“This article was first published in *Industria Italiana del Cemento*, publisher: AITEC, <http://www.aitecweb.com>”

“Cet article a été publié pour la première fois sur *Industria Italiana del Cemento*, éditions : AITEC, <http://www.aitecweb.com>”

“Este artículo se publicó por primera vez en la revista *Industria Italiana del Cemento*, casa editorial : AITEC, <http://www.aitecweb.com>”

---

# IL BICASSONE PREFABBRICATO LUNGO LA NUOVA LINEA FERROVIARIA ALTA CAPACITÀ TORINO - MILANO

Prof. Ing. Marco Petrangeli  
Università "G. D'Annunzio", Pescara, Italia  
Ing. Camillo Andreocci  
Integra S.r.l., Roma, Italia  
Ing. Armando Leoncini  
MaireEngineering S.p.a., Roma, Italia  
Ing. Marco Orlandini  
Condotte S.p.a., Roma, Italia  
Ing. Giosafatte Geremia  
SPIC.S.r.l., Bessica di Loria, Italia

## 1 INTRODUZIONE

Il "Sistema Alta Capacità" (AC) comporta uno sviluppo ed un riassetto della rete ferroviaria per far fronte alle accresciute esigenze di traffico e mobilità connesse ai grandi bacini metropolitani (Napoli, Roma, Firenze, Bologna, Milano, Torino, ecc.). Le esigenze di cui sopra sono legate al trasporto di pendolari, di merci e passeggeri, all'utilizzo delle aree ferroviarie urbane, al riequilibrio del rapporto fra trasporto pubblico e privato e, non ultima, la necessità di ridurre i tempi di percorrenza.



FIGURA 1 - IL TRACCIATO DELLA TRATTA A.C. TORINO-MILANO

La nuova tratta A.C. Torino-Milano, che si sviluppa per 124.5 km, sarà realizzata con la costruzione di due sub-tratte attigue: la Torino-Novara (86.5km) e la Novara-Milano (38km).

La linea è stata concepita e progettata - per quanto possibile - in stretta aderenza all'autostrada A4, inserendosi nel cosiddetto "Corridoio di collegamento tecnologico Torino-Milano".

La conformazione pianeggiante del territorio ha permesso al tracciato di svilupparsi per l'80% (circa 100km) in rilevato, con limitatissimi tratti in trincea; per il 15% (20km circa) in viadotto e solo per il 5% (5km circa) in galleria artificiale.

I lavori sono affidati al General Contractor FIAT S.p.A. che si avvale per la loro realizzazione del Consorzio CAV.To.Mi., mentre la progettazione è affidata a Maire Engineering (già Fiat Engineering).

Per quanto riguarda la tratta Torino-Novara, essa è entrata in funzione il 10 Febbraio 2006, mentre l'avanzamento complessivo dei lavori sulla tratta Novara-Milano, al 30 Settembre 2005,

era pari al 26,00 % circa, al netto dell'adeguamento monetario.

Lungo tutta la tratta s'incontrano diverse tipologie di impalcati prefabbricati. In gran parte si tratta d'impalcati realizzati con cassoni in semplice appoggio per ponti e viadotti, ma non manca l'impiego di prefabbricati per la costruzione di gallerie artificiali. L'utilizzo dei prefabbricati nella realizzazione di gallerie artificiali d'interconnessione e scavalco è aumentato sulla tratta lombarda e, pertanto, merita una trattazione separata.

Per quanto riguarda gli impalcati prefabbricati a cassone dei viadotti di linea, s'incontrano sostanzialmente 3 diverse tipologie distinte:

- il *monocassone* con luci di 20 e 25 metri,
- il *bicassone* con luci di 31.5 e 34.5 metri
- il *quadricassone* con luci di 20, 25 e 27 metri.

La lunghezza complessiva degli impalcati così realizzati è di 13 km sulla tratta piemontese (Torino-Novara) e sarà di 5 km sulla tratta lombarda (Novara-Milano).

Tutte le tipologie di impalcato, seppur con delle differenze interessanti, sono già state utilizzate in altre tratte AC. Il monocassone è stato impiegato sulla tratta Roma-Firenze alla fine degli anni '80, mentre il quadricassone ed il bicassone sono molto diffusi sulla più recente tratta Roma-Napoli.

Lo scopo di questa trattazione è quello di illustrare alcuni degli aspetti teorici e realizzativi dell'impalcato a bicassone. Questa tipologia d'impalcato è stata utilizzata per 5 viadotti e più esattamente:

- Malone, al km 11+615, lunghezza complessiva 345m;
- Orco e Rio Palazzolo, al km 12+671, lunghezza complessiva 732m;
- Chivasso, al km 14+035, lunghezza complessiva 966m;
- Dora Baltea, al km 23+822, lunghezza complessiva 1258.5m;
- Ticino, al km 97+191, lunghezza complessiva 1173m.

I primi 3 viadotti che ricadono nella tratta Piemontese, sono stati prodotti in uno stabilimento nei pressi di Chivasso e da lì trasportati in opera lungo la linea in costruzione. In quest'impianto sono state prodotte 120 travi per un totale di 60 campate.

Il quarto viadotto, anch'esso ricadente nella tratta Piemontese, serve da accesso al *Bow String* sulla Dora ed è stato prodotto a Saluggia, in un impianto a ridosso della spalla Milano del viadotto, che ha richiesto la fabbricazione di 74 travi (37 campate).

Per quanto riguarda il viadotto Ticino, posto alla p.k. 97+190 e lungo 1173m, è composto da 34 campate da 34,50m, per un totale di 68 travi. I manufatti sono stati prefabbricati in uno stabilimento costruito appositamente nei pressi di Romentino. Anche in questo caso gli emicassoni sono posti in opera trasportandoli dall'impianto in opera lungo il rilevato di linea.

## 2 CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE

Il bicassone utilizzato sulla tratta Torino-Milano è, ad oggi, il prefabbricato di luce maggiore mai utilizzato sulle linee AC. Questo manufatto è l'evoluzione di quello da 31m utilizzato sulla tratta Roma-Napoli, e con gli opportuni affinamenti progettuali ed esecutivi, sarà possibile un suo impiego su luci maggiori. Si è infatti valutata la possibilità di un suo utilizzo su luce da 37.5m per le opere lungo il proseguimento del Corridoio 5 (Torino-Milano-Venezia).

Del resto l'aumento delle luci d'impiego riguarda anche gli impalcati a quadricassone che sono passati dalle tradizionali luci da 25m fino ai 27m sulla tratta Lombarda e fino a 30m sulla Firenze-Bologna, questa ultima misura per gli accessi del *Bow-String* sulla Sieve.

Le principali caratteristiche geometriche e meccaniche degli impalcati a bicassone sono le seguenti:

- interasse binari di 5m;
- assi pile posti a 34.50m;
- interasse appoggi (luce di calcolo) di 32.10m.

Ogni singola campata è costituita da 2 cassoni prefabbricati in c.a.p. a fili aderenti, collegati da 5 traversi (2 di estremità e 3 intermedi) ed ha una larghezza complessiva di 13.60m. La sezione tipica è riportata in **Fig. 2**, in cui sono visibili anche le giunzioni tra i due elementi prefabbricati; in **Fig. 3** è invece visibile la sezione del manufatto con evidenziata l'armatura di precompressione.

Il getto di sutura fra gli elementi prefabbricati una volta posti in opera, è realizzato con due strisce, una da 45cm di larghezza tra le solette ed una da 5cm tra i traversi (prefabbricati insieme al cassone), questi ultimi successivamente postesi come appresso specificato.

L'altezza dei cassoni in mezzeria è di 3.12m e raggiunge i 3.57m in corrispondenza degli appoggi; infatti in conseguenza della variazione di sezione che si sviluppa tra 1.8 m e 0.8 m dall'asse appoggi, lo spessore della controsoletta passa dai 35cm della sezione corrente agli 80cm in prossimità delle testate.

In corrispondenza della variazione di cui sopra, le anime passano dai 35cm della sezione corrente agli 80cm sugli appoggi e, parallelamente, la soletta superiore varia da 28cm a 43cm, misurati in asse cassone.

I traversi di testata hanno uno spessore minimo di 80cm che scende a 35cm per quelli di campata, la solidarizzazione trasversale avviene per mezzo di 2 cavi superiori da 6T15 e 2 inferiori da 4T15 in testata e 2 cavi superiori da 7T15 e 1 inferiore da 4T15 in campata.

La precompressione longitudinale è realizzata per mezzo di 144 trefoli da 0.6" pretesi.

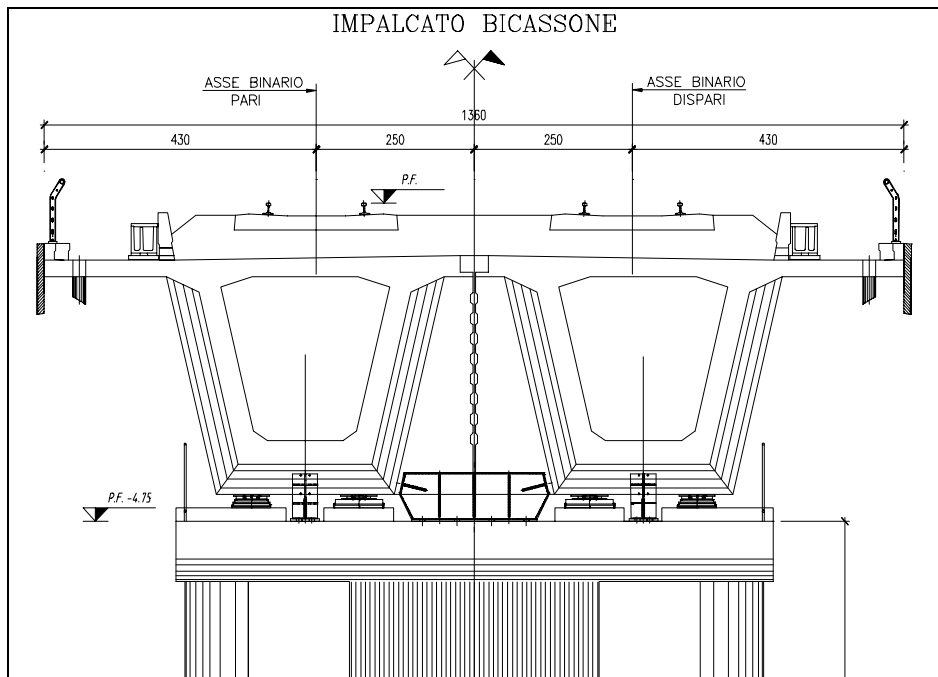


FIGURA 2 - SEZIONE DI UN TIPICO IMPALCATO A BICASSONE

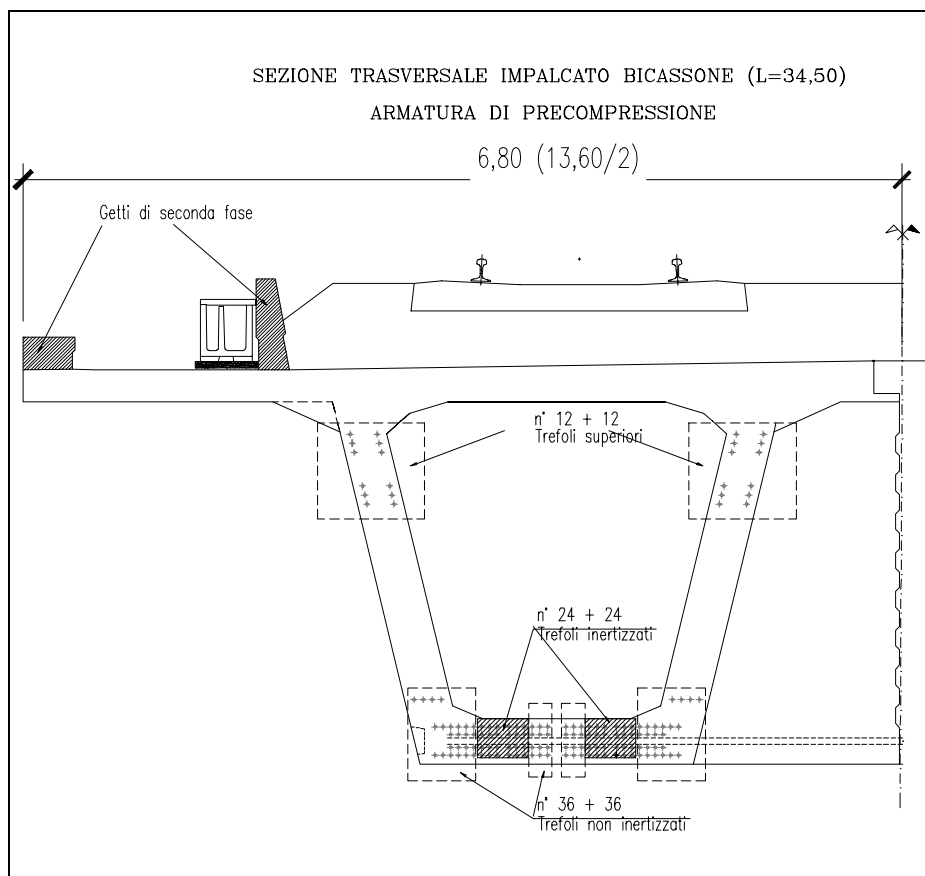


FIGURA 3 - SEZIONE DI UN EMICASSONE CON ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

### 3 L'INERTIZZAZIONE IN TESTATA

La continua richiesta d'incremento delle prestazioni dei manufatti prefabbricati ha causato, in questi ultimi anni, problemi di sovratensione nelle testate; il fenomeno si è manifestato con evidenti fessurazioni sia in ambito stradale che ferroviario.

Questo problema delle sovratensioni in testata è endemico della tecnologia a trefoli pretesi per due motivi fondamentali:

- il meccanismo d'ancoraggio del trefolo è fortemente dilatante nei confronti del calcestruzzo e tende quindi a formare fessurazione radiale (*bursting*);
- i trefoli non possono essere facilmente deviati e quindi tendono ad arrivare in gruppi compatti ed eccentrici rispetto al baricentro della sezione. Questo dà luogo a tensioni di trazione per diffusione (*spreading*) e tensioni associate all'ingobbamento delle sezioni di testata (*spalling*).



FOTO 1 - TIPICA FESSURAZIONE IN TESTATA DI CASSONCINO FERROVIARIO

Anche nel caso del bicassone ci si è posti il problema delle testate. Per i manufatti della tratta Roma-Napoli la soluzione è stata ottenuta rialzando (e deviando) i trefoli. Esattamente, il bicassone utilizzato sulla Roma-Napoli ha un totale di 124 trefoli di cui 40 rialzati a 9.95 metri dall'asse appoggi.

Per il bicassone della TO-MI sarebbe stato necessario, per via dell'incremento di luce e della maggiore larghezza di piattaforma, aumentare il numero di trefoli, e contestualmente rinunciare alla deviazione, per una concomitanza di motivi teorici e pratici (esecutivi) che ne sconsigliavano l'impiego.

In prima fase ogni emicassone presentava quindi 168 trefoli, dei quali 120 nella parte inferiore e 48 nelle anime, subito sotto la soletta, questi ultimi necessari a ricentrare le forze di precompressione. Una tale configurazione avrebbe comportato, a parità di sezione trasversale, aumentare i cavi ancorati in controsoletta, dagli 84 utilizzati sulla tratta Roma-Napoli a ben 120.

Sono quindi stati eseguiti diversi studi al fine di valutare lo stato tensionale in testata nella nuova configurazione per valutare se l'incremento delle sollecitazioni avesse potuto costituire un rischio per l'integrità del conglomerato. Rispetto ai manufatti della tratta Roma-Napoli infatti, il cambiamento nel numero e nella disposizione dei trefoli era talmente elevata (50% di incremento in controsoletta) che l'assenza di problemi sulla prima non poteva costituire una garanzia per la riuscita di quelli di nuova progettazione sulla TO-MI.

È necessario considerare che i limiti di tolleranza sulla fessurazione in testata imposti dalle Ferrovie [1], di fatto, richiedono che nel conglomerato le tensioni restino *sotto i valori di resistenza a trazione* perché altrimenti, anche disponendovi grandi quantitativi di armatura, non si riesce a limitare l'ampiezza delle fessure. In questa zona infatti, i gradienti delle tensioni sono tali che l'armatura non ha a disposizione sufficiente lunghezza di ancoraggio e la presenza stessa di troppi ferri facilita l'apertura delle fessure.

Questa situazione ha molte similitudini con il comportamento a taglio [2] di elementi in c.a. e c.a.p. dove, fintanto che lo sforzo tagliante rimane sotto i valori limite consentiti dal conglomerato, la fessurazione è praticamente assente. Qualora invece sia necessario mobilitare la resistenza dell'armatura trasversale, si sviluppa un quadro fessurativo importante.

Dal punto di vista della Meccanica della Frattura il problema è ancora più semplice e acclarato: l'aumento di resistenza a compressione del conglomerato non comporta un proporzionale aumento di tenacità ovvero di energia di frattura. Ecco quindi che i margini d'incremento prestazionale nel comportamento flessionale di queste travi si scontrano con una fragilità intrinseca del calcestruzzo e quindi nella fessurazione delle zone di ancoraggio. Su questo argomento gli scriventi rinviano ad una apposita nota tecnica di prossima pubblicazione.

In definitiva, constatato che la nuova configurazione avrebbe comportato uno stato tensionale pericolosamente elevato, si è optato per l'inertizzazione di 48 trefoli bassi e la contestuale eliminazione di 24 trefoli alti.

L'inertizzazione è stata effettuata in una sola stazione posta a 5.07m dall'asse appoggi, secondo una tecnologia messa a punto in ambito ferroviario che prevede l'inserimento di una cassetta in controsoletta. I cavi da inertizzare vengono, per il tratto iniziale che va dalla testata alla cassetta, inseriti in un tubo in PVC. In Foto 2 sono ben visibili le cassette con i trefoli inguainati, durante la fase di montaggio della gabbia di armatura

Avvenuto il getto, i trefoli vengono intercettati e recisi all'altezza della cassetta; dopo la rimozione dello spezzone esterno alla cassetta i fori vuoti vengono riempiti per iniezione.



FOTO 2 - CASSETTE DI INERTIZZAZIONE E TREFOLI INGUAINATI.

Dall'analisi agli elementi finiti elastici delle due situazioni con e senza inertizzazione si vede chiaramente la diminuzione delle tensioni principali di trazione in testata (indicate con il colore blu nelle figure 4 e 5), in accordo con i modelli teorici comunemente utilizzati per la trattazione del problema [3][4][5] (vedere Tab.1-2).

I valori con inertizzazione sono compatibili con la resistenza del conglomerato ed effettivamente



te, nella produzione di questi manufatti non si sono verificati problemi di fessurazione in testata.

| $\sigma_{bursting}$ | Non inertizzata | Inertizzata |
|---------------------|-----------------|-------------|
| Modello3D           | 1.4÷1.5 MPa     | 0.6 MPa     |
| Leonhardt           | 1.45 MPa        | 0.85 MPa    |

| $\sigma_{spalling}$ | Non inertizzata | Inertizzata |
|---------------------|-----------------|-------------|
| Modello3D           | 3÷3.5 MPa       | 1.5÷2 MPa   |
| Model Code 90       | 2.94 MPa        | 1.68 MPa    |

TAB 1-2: VALORI TENSIONALI CON MODELLO AD E.F. E CON FORMULE DI LETTERATURA

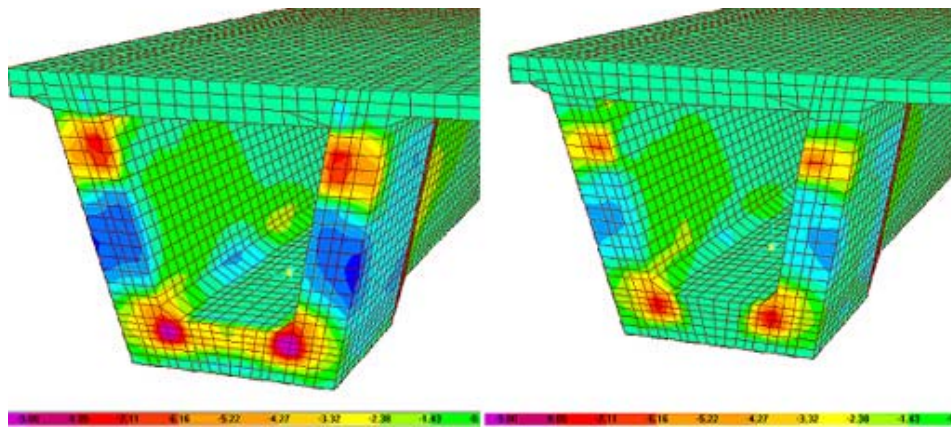


FIGURA 4 - TENSIONI PRINCIPALI IN TESTATA SENZA INERTIZZAZIONE.

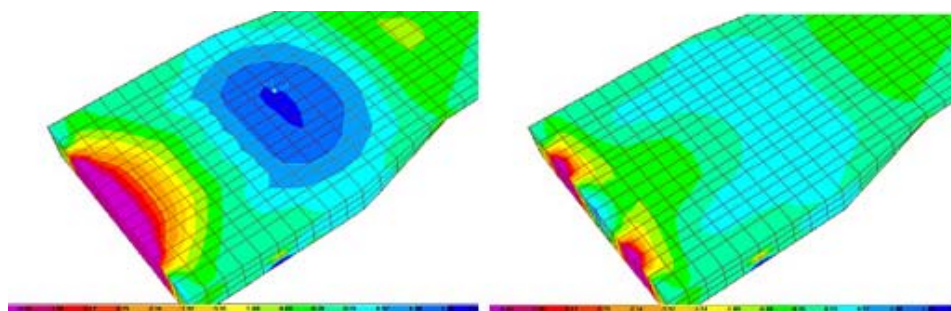


FIGURA 5 - TENSIONI PRINCIPALI IN CONTROSOLETTA.



## 4 LA PREFABBRICAZIONE

Come anticipato sopra, tutti i manufatti sono stati prefabbricati in impianti appositamente approntati nelle immediate vicinanze della linea; questi sono fondamentalmente suddivisi in tre aree:

- Area per l'assemblaggio dell'armatura lenta e di precompressione solitamente posta in un capannone a sviluppo longitudinale.
- Area per la tesatura dei trefoli e per il getto del calcestruzzo.
- Area per lo stoccaggio dei manufatti.

In **Fig. 6 e 7** è visibile in planimetria e sezione uno schema dell'impianto di Chivasso; sono distinguibili le dime di assemblaggio armatura, le vasche di getto e la zona di riposo dei casseri. Lo stesso impianto in fase di montaggio è visibile in **Foto 3**.

Il ciclo della prefabbricazione del bicassone attua il metodo della "catena di montaggio". Infatti, grazie alla possibilità di spostare la gabbia d'armatura, questa può essere assemblata su una dima di precisione situata nelle vicinanze dei casseri metallici, in parallelo alle operazioni di getto.

Dopo l'assemblaggio ed il posizionamento della gabbia nel cassero (vedi **Foto 4**), qui viene ultimato il montaggio della gabbia, soprattutto per quanto riguarda i ferri di soletta (vedi **Foto 6**), paraballast e altri dettagli; quindi viene effettuata la tesatura delle armature di precompressione. In **Foto 5** si vede in primo piano il telaio d'ancoraggio dei trefoli e sullo sfondo le operazioni di rifinitura della gabbia che avvengono all'interno del cassero. Infine si procede al getto del manufatto ed al successivo ciclo di maturazione.

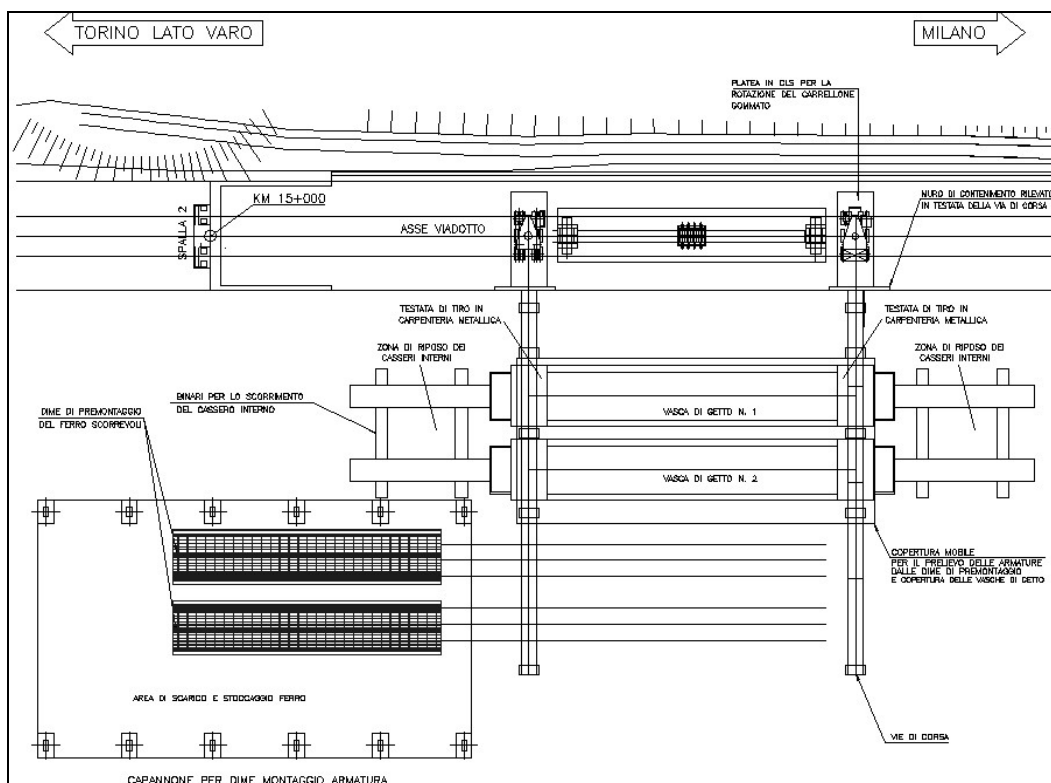


FIGURA 6 - PIANTE DELL'IMPIANTO DI PREFABBRICAZIONE DI CHIVASSO.

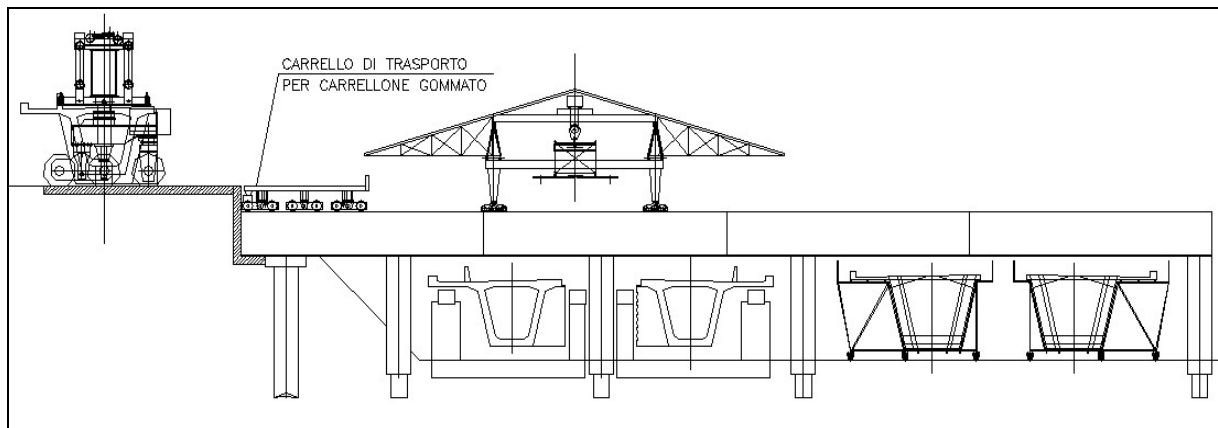


FIGURA 7 - SEZIONE TRASVERSALE DELL'IMPIANTO.



FOTO 3- L'IMPIANTO DI PREFABBRICAZIONE DI CHIVASSO IN FASE DI ALLESTIMENTO



FOTO 4- POSIZIONAMENTO DELLA GABBIA NEL CASSERO.



FOTO 5 - TESTATA DI TIRO PRIMA DELLE OPERAZIONI DI TESATURA.



FOTO 6 - DISPOSIZIONE DELL'ARMATURA DELLA SOLETTA.



## 5 TRASPORTO E VARO

Il trasporto ed il varo dei manufatti sono senz'altro due fasi di gran delicatezza nel processo di costruzione del viadotto. La movimentazione avviene attraverso un carrellone gommato, come quello visibile nella **Foto 7**, capace di spostare il manufatto direttamente dalla vasca di getto sino al varo.



FOTO 7 - MOVIMENTAZIONE DI UN MANUFATTO.

Le principali caratteristiche del carrellone gommato sono:

- portata massima  $P_{max} = 460t$
- peso carrellone completo  $Q_{cg} = 210t$
- carreggiata carrellone  $ccg = 2,25m$
- passo carrellone  $pcg = 41,00m$
- carreggiata gruppi ruota  $cgr = 0,800m$
- passo gruppi ruota  $pgr = 2.200\text{ mm}$
- velocità di traslazione  $v_t = 0\div 25\text{ m/min}$
- massimo angolo di sterzata  $a_{max} = 14^\circ$
- raggio di sterzata minimo esterno  $r_{min} = 9,20m$
- pneumatici 18.00 R 25

Naturalmente, a seconda della disponibilità di un deposito per lo stoccaggio dei manufatti, il varo è avvenuto o in successione con la produzione o in un secondo momento ovvero con uno stoccaggio variabile in funzione di altre esigenze di cantiere. La prima soluzione è stata adottata nel caso della Dora Baltea, la seconda per il Ticino, per gli altri tre viadotti della tratta Piemontese si è di fatto verificata l'ultima situazione in quanto i viadotti erano in serie a valle di un unico stabilimento (Chivasso).

Per la scasseratura ed il successivo varo è necessario raggiungere una resistenza minima pari a

$R_{ckj} > 36\text{MPa}$ . Questo valore è un compromesso cruciale tra una serie di esigenze a volte contrastanti.

Il varo avviene mediante l'impiego di un carro specificamente studiato per questo manufatto. Questa struttura mobile è costituita da una trave inferiore, *il sottoponte di varo*, che avanza al piano appoggi e sulla quale si sposta il carrellone gommato di cui sopra (**Foto 8**).



FOTO 8 - VARO DI UN EMICASSONE.

La sequenza delle operazioni è la seguente:

- carico sul carrellone del bicassone prelevato dall'area di stoccaggio o dall'area di prefabbricazione;
- trasporto dell'emicassone sino al sottoponte di varo;
- trasferimento del carrellone sulle piattaforme fino al raggiungimento della posizione finale;
- scorrimento del sottoponte di varo in senso longitudinale previa messa in folle delle rulliere delle piattaforme;
- varo della trave sugli appoggi sottostanti;
- riposizionamento del sottoponte e del carrellone per le operazioni successive.

In **Foto 8** è ben visibile il carrellone che, avanzando, porta un emicassone in posizione definitiva per poi abbassarlo fino al posizionamento sugli apparecchi d'appoggio (**Foto 9**). In **Foto 10** è invece possibile vedere l'insieme di carrellone e sottoponte di varo nella sua massima estensione che arriva a 72m di lunghezza.



FOTO 9 - POSIZIONAMENTO DEL CASSONE SUGLI APPOGGI.



FOTO 10 - FASE DI VARO. MASSIMO INGOMBRO DEL SOTTOPONTE.

## 5.1 TOLLERANZE GEOMETRICHE E RIGIDEZZA TORSIONALE DEL CASSONE

Un altro aspetto interessante di questi manufatti è quello legato alla loro rigidezza torsionale ed alle inevitabili imperfezioni di complanarità del piano appoggi. È necessario ricordare che ciascuna trave ha 4 appoggi per un totale di 8 appoggi per campata, così suddivisi: 5 appoggi mobili multidirezionali, 2 appoggi fissi cedevoli ed un appoggio mobile unidirezionale.

Quando il manufatto viene posto in opera, il baricentro dei pesi risulta esterno a quello degli appoggi di 0.265 m; ciò è dovuto allo sbalzo della soletta che, sebbene di peso contenuto, ha un braccio significativo. Gli appoggi esterni risultano quindi maggiormente sollecitati di quelli interni. A seconda poi delle tolleranze di complanarità tra il piano appoggi e quello delle contropiastre di ancoraggio, il manufatto poggerà sostanzialmente su solo 3 dei 4 appoggi. Chiaramente questa situazione ha bisogno di essere corretta in quanto l'appoggio adiacente a quello scarico viene a portare da solo un carico pari al peso di metà trave. Per porvi rimedio la procedura prevede la taratura delle reazioni mediante spessoramento. Questa operazione di spessoramento ha fatto misurare una rigidezza pari a circa  $K_v = 200$  kN/mm (20 tonnellate di incremento di reazione verticale per ogni millimetro di spessore).

Calcolando a ritroso la rigidezza torsionale equivalente per un modello a trave di Saint Venant, tenendo conto che gli appoggi distano 1.7 m, si ottiene un valore pari a  $K_{TOR} = 5.8 \cdot 10^5$  kNm rad<sup>-1</sup> invece di  $K_{TOR} = I_t \cdot G / L = 2.9 \cdot 10^6$  kNm rad<sup>-1</sup>, che è il valore che si può facilmente calcolare a partire dall'inerzia torsionale per sezione cava alla Bredt ( $I_t$ ) ed ipotizzando tutte le altre componenti infinitamente rigide (testate, appoggi, sottostrutture, etc...).

Una rigidezza minore ( $K_{TOR} = 1.2 \cdot 10^6$  kNm rad<sup>-1</sup>), più prossima a quella misurata, si ottiene con il modello agli Elementi Finiti 3D visto in precedenza. Essendo per altro questo valore ancora pari al doppio di quello misurato, appare evidente esservi una significativa cedevolezza del sistema degli appoggi e delle sottostrutture, soprattutto in rapporto alla rigidezza di questi manufatti.

La tendenza ad un'ineguale distribuzione delle reazioni tra gli appoggi si ripresenta quando l'impalcato è caricato da un solo treno (situazione molto frequente). In questo caso infatti, l'impalcato tende a trasferire parte del carico sul cassone adiacente. L'equilibrio globale viene quindi ristabilito mediante uno spiccato effetto di tira e spingi su ciascuna coppia di appoggi (simile ai momenti di bordo di una lastra ortotropa), che tende a caricare ulteriormente l'appoggio esterno dal lato del cassone caricato come mostrato in figura.



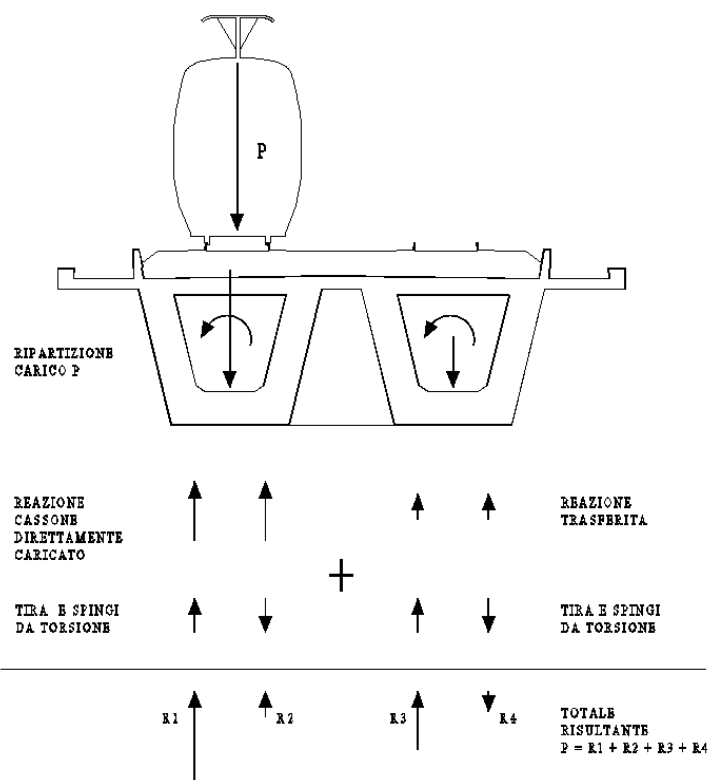


FIGURA 8 – REAZIONI PER IMPALCATO CON CARICO DISSIMMETRICO.

Questo effetto, ed in generale tutti quelli che potrebbero portare ad una ineguale distribuzione di carico sugli appoggi, sono in effetti mitigati sia dalla cedevolezza intrinseca del sistema come dimostrato nei calcoli precedenti, sia per i fenomeni lenti nel calcestruzzo delle travi e delle sottostrutture. Ciò nonostante l'iperstaticità del sistema appoggi e la rigidità torsionale dei cassoni richiedono comunque una certa attenzione in fase di progettazione e messa in opera di queste strutture.

## 6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Nelle tabelle seguenti sono riportate quantità e caratteristiche dei materiali impiegati per la realizzazione dei manufatti.

| <b>Calcestruzzo per strutture in c.a.p.</b>     |                             |
|---|-----------------------------|
| Resistenza calcestruzzo                         | $R_{ck}$ 50 MPa             |
| diametro max dell'aggregato                     | D=25mm                      |
| Rapporto A/C                                    | $\leq 0,4$                  |
| classe di consistenza                           | S5                          |
| resistenza caratteristica al taglio dei trefoli | $R_{ckj} \geq 35\text{MPa}$ |

TAB 3: CARATTERISTICHE DEL CLS DEI CASSONI

| <b>Armatura lenta</b>  |                                      |                        |
|--|--------------------------------------|------------------------|
| L = 34.50m   | peso armatura lenta per un bicassone | 21559.90kg             |
|  | volume di cls del singolo bicassone  | 181.6m <sup>3</sup>    |
|  | incidenza armatura lenta             | 118.7kg/m <sup>3</sup> |
|  | peso bicassone                       | 460t                   |
| L = 31.50m   | peso armatura lenta per un bicassone | 20904.80kg             |
|  | volume di cls del singolo bicassone  | 167.2m <sup>3</sup>    |
|  | incidenza armatura lenta             | 125 kg/m <sup>3</sup>  |
|  | peso bicassone                       | 420t                   |
| Acciaio per armatura lenta                                       |                                      |                        |
| Fe B 44 k controllato (saldabile ai sensi del DM 9 gennaio 1996) |                                      |                        |

TAB 4: QUANTITATIVI E CARATTERISTICHE ARMATURA LENTA

| <b>Trefoli</b>                                 |                           |
|--|---------------------------|
| <b>L=31.50m</b> (120 cavi 0,6")                | 24 superiori              |
|  | 48 inferiori inertizzati  |
|  | 48 inferiori              |
| <b>L=34.50m</b> (144 cavi 0,6")                | 24 superiori              |
|  | 48 inferiori inertizzati  |
|  | 72 inferiori              |
| Acciaio armonico stabilizzato                  |                           |
| tensione caratteristica di rottura             | $f_{ptk} \geq 1900$ MPa   |
| tensione caratteristica all'1% di deformazione | $f_{p(1)k} \geq 1650$ MPa |

TAB 5: CARATTERISTICHE PRETENSIONE

| <b>Armatura di precompressione (Valori Sub-tratta Torino-Novara)</b> |           |      |           |               |                |                    |
|--|-----------|------|-----------|---------------|----------------|--------------------|
| Impalcato  | Armatura  | N°   | Tipo cavo | Lunghezza (m) | Lung. tot. (m) | Peso               |
| 31.50  | Pre tesa  | 120  | Trefolo   | 30.7          | 3684           | 4053 kg/emicassone |
|  | Post tesa | 3x4  | 4T15      | 7.46          | 89.52          |                    |
|  |           | 4x4  | 4T15      | 8.17          | 130.72         |                    |
|  |           | 4x6  | 6T15      | 9.55          | 229.2          |                    |
|  |           | 6x7  | 7T15      | 8.8           | 369.6          |                    |
|  |           | Tot. | -         | -             | 819.04         | 901 kg/emicassone  |
| 34.50  | Pre tesa  | 144  | Trefolo   | 33.7          | 4853           | 5338 kg/emicassone |
|  | Post tesa | 3x4  | 4T15      | 7.46          | 89.52          |                    |
|  |           | 4x4  | 4T15      | 8.17          | 130.72         |                    |
|  |           | 4x6  | 6T15      | 9.55          | 229.2          |                    |
|  |           | 6x7  | 7T15      | 8.8           | 369.6          |                    |
|  |           | Tot. | -         | -             | 819.04         | 901 kg/emicassone  |

TAB 6: QUANTITATIVI ARMATURA DI PRECOMPRESSIONE

## 7 CONCLUSIONI

L'impalcato a bicassone si è dimostrato essere tra le soluzioni più efficienti per la realizzazione di viadotti prefabbricati in c.a.p. di luce medio-bassa. La sua efficienza è quantificabile sia in termini d'incidenza dei materiali che di facilità e velocità di realizzazione e messa in opera.

Durante alcuni periodi nei quali è stata richiesta, per problemi di fasizzazione di cantiere ed accesso alla linea, una forte accelerazione nella realizzazione di queste opere, si è arrivati a realizzare circa 100 metri di impalcato a settimana ovvero una trave al giorno in opera.

L'inertizzazione dei trefoli è certamente un sistema efficace e praticabile per il contenimento delle tensioni massime di trazione e taglio agli ancoraggi. Questo aspetto costituisce oggi, di fatto, il limite ad un ulteriore incremento nelle prestazioni di questi manufatti.

L'aumento di resistenza a compressione del calcestruzzo e di resistenza a trazione dei trefoli non è infatti bilanciato da un eguale aumento di tenacità a trazione del conglomerato.

La possibilità di deviare i trefoli con un metodo efficace ed economico che non comprometta la durezza del manufatto dovrebbe essere investigata in quanto si otterrebbe un beneficio molto marcato della resistenza a taglio della trave ed una altrettanto vantaggiosa riduzione delle tensioni si trazione in testata dovute a spreading e spalling.

Gli autori stanno studiando la possibilità di estendere il range di applicazione di queste travi a luci fino a 40 metri.



FOTO 11 - VIADOTTO FINITO.

## 8 BIBLIOGRAFIA

1. Istruzione F.S. N.I/SC/PS-OM/2298 del 13-1-1997 – “Sovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari. Istruzioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo”.
2. De Sortis, A., Nuti, c. and Petrangeli, M. (1998). " Seismic response by pseudodynamic tests of R/C bridges designed to Eurocode 8 and Italian seismic code” *Proc. 11<sup>th</sup> Eur. Conf. on Earthquake Eng.rg.*, Paris, France.
3. Leonhardt F., “C.A. & C.A.P. Calcolo di Progetto & Tecniche Costruttive”
4. M.E. n° 92-4 T.O, “Regles Techniques de Conception et de Calcul des Ouvrages et Constructions en Béton Précontraint Suivant la Methode des Etats Limites” – BPEL 91. (1991)
5. Comite Euro-International du Beton, “CEB-FIP Model Code 1990”. Thomas Telford (1991)