



**UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE**

---

**Facoltà di Ingegneria**

**CORSO DI LAUREA SPECIALISTICA IN INGEGNERIA CIVILE**

**Tesi di laurea**

**in**

**COSTRUZIONE DI PONTI**

**ANALISI PARAMETRICHE DI PONTI A STRUTTURA  
MISTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO MEDIANTE  
ALGORITMI GENETICI**

*Laureando:*

**Nicola GUARAN**

*Relatore:*

**Prof. Ing. Salvatore NOÉ**

*Correlatore:*

**Ing. Corrado CHISARI**

---

**ANNO ACCADEMICO 2010-2011**

# Indice

---

Premessa.....	V
Progettazione ottimale .....	V
Obiettivi della tesi .....	V
Capitolo 1 .....	1
Algoritmi genetici .....	1
Processo evolutivo .....	1
Valutazione della popolazione .....	4
L'architettura di AutoBiD .....	5
L'ottimizzazione .....	6
Capitolo 2 .....	7
Breve storia .....	7
I ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo .....	8
Ipotesi di calcolo .....	9
Analisi elastica .....	10
Soletta interamente compressa .....	10
Soletta parzializzata .....	12
Soletta interamente tesa .....	13
Analisi plastica .....	14
Soletta interamente compressa .....	14
Soletta parzializzata .....	16
Il coefficiente di omogeneizzazione .....	17
Il ritiro .....	18
La larghezza collaborante .....	20
Struttura puntellata o non puntellata .....	22
Ponti ad asse curvilineo .....	23
Statica della trave curva .....	23
Torsione secondaria .....	23
Distorsione del pannello d'anima .....	24
Distribuzione dei momenti flettenti sulle travi.....	25
Funzione dei traversi, controventi e della soletta.....	26

Carichi orizzontali .....	26
Capitolo 3 .....	27
Introduzione .....	27
La modellazione unifilare.....	28
Ipotesi generali .....	28
Analisi della struttura principale .....	29
I carichi.....	30
Fasi di costruzione.....	34
La fatica.....	35
Le verifiche .....	35
La modellazione tridimensionale .....	40
Tipologie costruttive .....	41
Tracciato plano-altimetrico .....	41
Elementi finiti.....	42
I carichi.....	43
Fasi di costruzione.....	44
Verifiche.....	45
Vantaggi e svantaggi .....	45
Capitolo 4 .....	47
Generalità.....	47
Modifiche iniziali al codice.....	47
Analisi della soletta .....	50
Caratteristiche dei materiali .....	50
Caratteristiche geometriche.....	51
Combinazioni di carico .....	53
Analisi dei risultati .....	55
Il ponte a due campate.....	64
Analisi dei risultati .....	65
Verifica armatura trasversale .....	69
Verifiche a taglio e deformabilità.....	70
Instabilità della trave metallica .....	70
Capitolo 5 .....	75
Generalità.....	75

Prima analisi.....	75
Caratteristiche dei materiali .....	75
Caratteristiche geometriche.....	75
Parametri da ottimizzare .....	76
Analisi dei risultati.....	77
Analisi dell’ottimo .....	79
Modifica della funzione di penalizzazione .....	80
Analisi dei risultati.....	81
Analisi dell’ottimo .....	82
Modifica del migliore <i>unfeasable</i> .....	83
Analisi dell’ottimo .....	84
Ricerca iterativa dell’ottimo.....	86
Infittimento delle mesh .....	88
Riepilogo.....	90
Capitolo 6.....	91
Valutazione del codice.....	91
Sviluppi futuri .....	92
Bibliografia .....	95



# Premessa

---

## Progettazione ottimale

La progettazione, in ogni campo dell'ingegneria, è un complesso processo attraverso il quale si vogliono soddisfare diverse richieste; nel caso dell'ingegneria strutturale, tali richieste riguardano dei requisiti minimi di resistenza e funzionalità. La progettazione tradizionale delle opere ingegneristiche è stata recentemente affiancata da tecniche basate su criteri di ottimizzazione che sono, tuttavia, scarsamente utilizzate a causa delle notevoli capacità matematiche e di programmazione necessarie, e della scarsa presenza sul mercato di strumenti facilmente utilizzabili. All'interno di questo panorama, e più specificatamente nell'ambito della progettazione dei ponti, si inseriscono i codici AutoBiD (*Automatical Bridges Design*) e ABiDEvoCOM (*Automatical Bridges Design Evolutionary Algorithm*), sviluppati dall'Università degli Studi di Trieste nell'ambito del Dottorato di Ricerca. Tali codici, interagendo con il software di calcolo agli elementi finiti Straus<sup>7</sup><sup>1</sup>, permettono una progettazione automatizzata e con criteri di ottimo di ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo.

Durante il complesso processo di progettazione, infatti, il progettista deve soddisfare le esigenze della committenza riducendo tempi e costi dell'opera, preservando l'idea architettonica iniziale e, allo stesso tempo, prendendo in considerazione le problematiche costruttive dell'opera. L'utilizzo di tecniche di progettazione ottimale automatiche, capaci di fornire il migliore risultato velocemente, concede al progettista maggior tempo per concentrarsi su problemi e aspetti locali.

## Obiettivi della tesi

La presente tesi si fonda sul lavoro svolto dagli ingg. Pasquale Lucia e Roberto Zamparo, nel corso dei loro rispettivi dottorati di ricerca, e in corso di

---

<sup>1</sup> Distribuito da HSH S.r.l.

sviluppo da parte dell'ing. Corrado Chisari. Sarà inizialmente introdotta la tipologia dei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, le ipotesi che stanno alla base della loro progettazione, le verifiche che devono soddisfare e un accenno ai ponti ad asse curvilineo. In seguito si tratteranno, seppur marginalmente, al fine di una migliore comprensione dell'ambiente di lavoro, la teoria degli algoritmi genetici, su cui si basa l'ottimizzazione e il funzionamento dei codici sviluppati. Infine gli ultimi capitoli saranno dedicati all'utilizzo del codice, al fine di raggiungere gli obiettivi prefissati, che saranno ora illustrati.

Gli obiettivi della presente tesi di laurea sono principalmente due: da un lato, trattandosi del primo utilizzo del codice, se si escludono gli esempi elaborati in fase di sviluppo per il test della funzionalità, questa tesi ha come indirizzo la ricerca di eventuali criticità del codice, siano esse semplici errori nell'introduzione di qualche parametro oppure errori di impostazione del problema tali da determinare il raggiungimento di risultati errati. Il passo successivo è stato quello di trovare una soluzione a quelle mancanze che pregiudicavano l'ottenimento di risultati realistici e confrontabili con la pratica comune. A questi errori si aggiungono poi piccoli *bug* legati all'utilizzo del codice su un sistema operativo diverso da quello su cui si è lavorato nello sviluppo; tali *bug* sono stati risolti rendendo il pacchetto AutoBiD compatibile con le versioni più recenti di Windows. Grazie al lavoro dell'ing. Chisari, che ha operato sul linguaggio del codice, è stato possibile trasformare le indicazioni, ricavate dall'analisi di alcuni ponti, in un pacchetto di nuove istruzioni in grado di risolvere, o quantomeno mitigare, gli effetti negativi che gli errori presenti nel codice provocavano.

L'altro obiettivo che ci si è prefissi è quello di proporre un esempio pratico di utilizzo dell'ottimizzatore, con particolare riferimento, come si vedrà, all'importanza dell'intervento del progettista nel processo di ottimizzazione.

# Capitolo 1

## *Introduzione*

### **Algoritmi genetici**

Gli algoritmi genetici sono modelli matematici basati sull'analogia con i processi evolutivi naturali; operano su una popolazione costituita da un insieme di alternative progettuali, ognuna delle quali è definita da una stringa di valori che rappresenta le caratteristiche dell'individuo. Ad ogni stringa è attribuita una valutazione che rappresenta la qualità delle variabili e quindi la soluzione progettuale definita da tali variabili. Gli individui più validi si riproducono combinando le loro caratteristiche con quelle di altri individui validi della popolazione creando una seconda generazione di individui; dopo un adeguato numero di generazioni la popolazione sarà composta totalmente da individui validi, mentre i meno validi saranno scomparsi.

Lo scopo di un processo evolutivo con algoritmi genetici è definire il fronte di Paréto<sup>1</sup>, cioè la miglior configurazione di valori per i parametri scelti. Il fronte di Paréto è definito dagli individui non dominati da altri individui per la loro composizione di parametri, in altre parole lo spazio degli individui che non possono essere migliorati se non a discapito del peggioramento del valore di altri obiettivi.

### **Processo evolutivo**

Il primo passo del processo di ottimizzazione è definire in maniera adeguata la popolazione iniziale, chiamata *design of experiment (DOE)*, in maniera totalmente casuale o pseudo-casuale; è evidente che un DOE del secondo tipo copre meglio l'insieme dei possibili individui evitando così di tralasciare individui

---

<sup>1</sup> Paréto, ingegnere di formazione, sociologo ed economista dei primi anni del 1900, elaborò la teoria dell'ottimo economico nella quale dimostrò la mutua dipendenza dei fenomeni economici, evidenziando come in regime di libera concorrenza si ha una situazione di equilibrio ottimale (**ottimo paretiano**) quando essa non possa essere modificata senza che all'aumento del benessere di un individuo venga a corrispondere la diminuzione di benessere di un altro individuo.

che potrebbero portare ad una soluzione ottima. A tal proposito si osservi la Fig. 1.

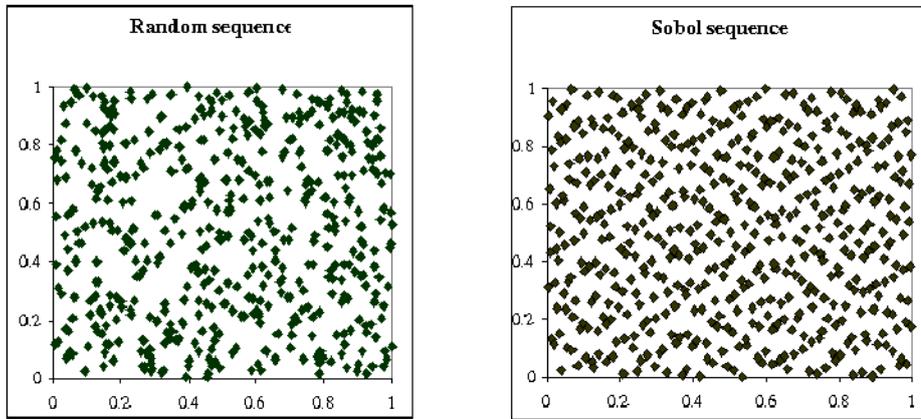


Fig. 1|Esempio di distribuzione random e quasi-random

Analogamente al processo di evoluzione naturale l'algoritmo genetico presenta tre momenti fondamentali: la riproduzione, l'incrocio e la mutazione. La riproduzione inizia con la scelta degli individui, passo fondamentale affinché il figlio sia un individuo migliore dei genitori. Preso un individuo, la scelta dell'individuo da associare può avvenire in tre modi:

1. **Selezione a roulette:** ad ogni individuo è assegnata una percentuale di selezione correlata al valore della funzione di *fitness* assunta dall'individuo; l'estrazione casuale di un numero nell'intervallo  $[0;1]$  indicherà un individuo appartenente all'intervallo di percentuale a lui competente.
2. **Selezione a torneo:** è questo il metodo più diffuso nell'ambito degli algoritmi genetici. Scelto un individuo, ne viene associato il migliore di una sottopopolazione costituita da una frazione degli individui della popolazione iniziale scelti a caso.
3. **Selezione locale:** l'individuo da affiancare è scelto in un intorno dell'individuo dato e non nell'intera popolazione. Questa selezione risulta molto efficace.

Una volta effettuata la scelta degli individui da associare avviene l'incrocio o *crossover*. La metodologia con cui avviene è del tutto simile a quella del DNA degli esseri viventi: compiuta la trascrizione della stringa in codice binario,

vengono affiancati due individui e si opera un taglio casuale<sup>2</sup> effettuando così il *crossover* classico [Fig. 2].

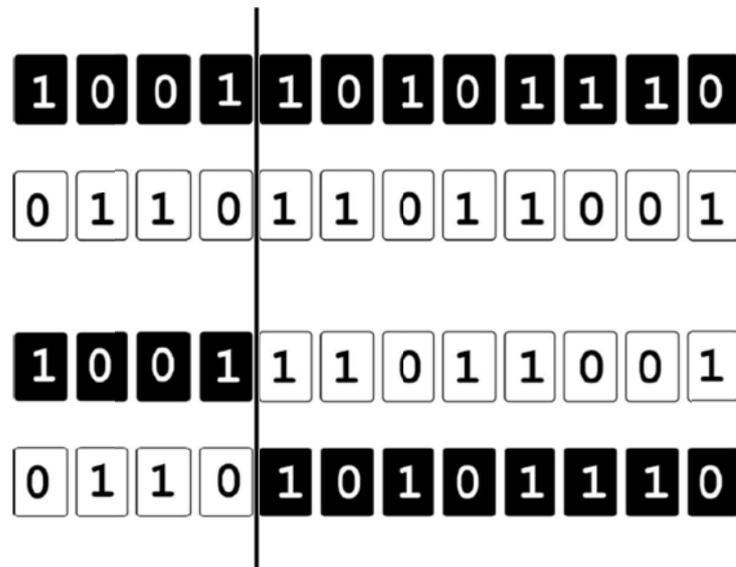


Fig. 2|Esempio di crossover classico ad un punto di rottura

Il *crossover* classico ad un punto di rottura può essere sostituito da uno a due punti di rottura, permettendo in tale modo una migliore esplorazione del dominio di esistenza della funzione.

Con il *crossover*, tuttavia, si rimane sempre sulla stessa linea evolutiva, con il rischio di tralasciare altri individui potenzialmente migliori di quelli considerati; ecco allora che si introduce, analogamente al mondo naturale, il fenomeno della mutazione, che ha il compito di creare un individuo con nuove caratteristiche [Fig. 3]. Dal punto di vista operativo, preso un individuo, sarà cambiato casualmente un valore; la probabilità che avvenga la mutazione è generalmente tenuta sotto all'1%. Il fenomeno di mutazione, per quanto semplice nella sua applicazione, può avere conseguenze importanti nel processo evolutivo comportando lo spostamento della convergenza.

<sup>2</sup> Nel caso dei ponti una sequenza di caratteri rappresenta una variabile dell'individuo, pertanto il taglio non è completamente casuale per non separare parti della stessa variabile.

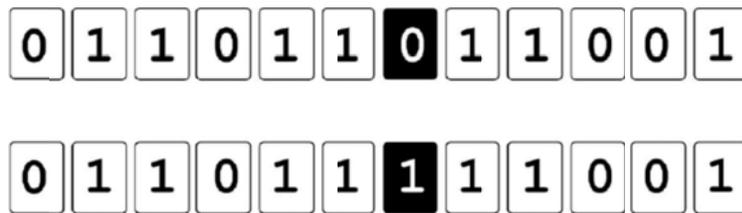


Fig. 3|Esempio di mutazione di una stringa

## Valutazione della popolazione

Se da una parte il processo evolutivo rappresenta un momento importante del processo di ottimizzazione, altrettanto lo è la valutazione degli individui della popolazione. È, infatti, assegnando un voto all'individuo che si stabilisce se è idoneo o meno a riprodursi. Gli algoritmi genetici, nelle prime formulazioni, erano validi solo se il problema non presentava vincoli di alcun tipo. Nell'ambito delle applicazioni ingegneristiche, però, sono sempre presenti dei vincoli che gli individui devono rispettare; nel nostro caso, per esempio, gli individui devono soddisfare tutte le verifiche richieste dalla normativa vigente. Per tenere conto di tali vincoli, allora, si introduce la funzione di penalizzazione che, sommandosi alla funzione obiettivo, modifica quest'ultima andando quindi a peggiorare la valutazione dell'individuo e far sì che esso non sia preso in considerazione per trasmettere i suoi caratteri alla generazione successiva. La funzione di *fitness* è dunque definita a partire dalla funzione obiettivo  $F(x)$  e dalla funzione di penalizzazione  $f_{pen}$ , secondo l'equazione:

$$\phi(x) = F(x) + f_{pen}$$

In letteratura sono molteplici le possibilità offerte per definire la funzione di penalizzazione: possono essere lineari, quadratiche, a segmenti multipli. È importante far notare, però, la necessità di ponderare bene la scelta della funzione di penalità poiché da essa dipende il buon esito del processo di ottimizzazione: il confine tra una progettazione estremamente penalizzante e una troppo poco penalizzata è molto labile. Una penalizzazione troppo ampia comporta un restringimento dello spazio delle variabili e quindi una perdita di efficacia del metodo degli algoritmi genetici; dall'altro lato una penalizzazione troppo leggera significa aumentare il campo esplorabile dall'algoritmo giungendo a soluzioni che non rispondono agli obiettivi iniziali. L'entità della funzione di penalità, inoltre,

dev'essere anche legata al valore raggiunto dalla funzione obiettivo; è, infatti, possibile che, in presenza di un valore molto piccolo della funzione obiettivo per una soluzione non valida, una penalizzazione, anche importante, non sia sufficiente a rendere l'individuo non conforme ai vincoli e quindi non idoneo alla riproduzione.

## L'architettura di AutoBiD

Il progetto AutoBiD ha portato alla scrittura di un software in linguaggio C#.Net 2.0 capace di gestire la progettazione parametrica di ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo. Tale sistema è composto da più applicazioni in grado di comunicare tra loro e con i software commerciali che sono stati affiancati nel progetto.

Il primo *namespace* è ABiDOptim.exe che si occupa del processo di ottimizzazione, attraverso la libreria EvoCOM.dll; sono necessari due file di input, il primo dei quali fornisce i dati necessari alla gestione dell'algoritmo genetico quali la probabilità di *crossover*, la probabilità di mutazione, la popolazione iniziale, il numero di generazioni e il tipo di analisi; il secondo, invece, fornisce i ranges di variabilità dei parametri del ponte. L'output è costituito da un file di testo esportabile, dove sono riportati tutti gli individui generati e analizzati.

Il secondo *namespace* è AutoBiD.exe che si occupa della modellazione e analisi del ponte, permettendo sia modellazioni monodimensionali sia tridimensionali; inoltre può essere lanciato sia in *single run* per l'analisi di struttura predefinita, sia all'interno di un processo di ottimizzazione. Il primo file di input introduce il tracciato stradale, rettilineo solo per una modellazione unifilare, mentre il secondo file di input introduce i parametri strutturali del ponte. Questo secondo file di input è generato automaticamente da ABiDOptim.exe se stiamo eseguendo un processo di ottimizzazione, altrimenti dev'essere compilato dall'utente. Il terzo e ultimo file di input introduce le combinazioni delle azioni. Gli output sono due: un primo file dettagliato per un eventuale debug dei risultati, e uno sintetico riportante le verifiche concio per concio, il peso della componente strutturale in acciaio, la lunghezza dei conci di trave.

Il terzo *namespace* è `Template_Creator.exe`, un ausilio all'utente che genera automaticamente i file di input con commenti esplicativi della sintassi utilizzata.

Il quarto *namespace* è `History_Plot.exe` che genera due file immagine con l'andamento dell'analisi: il primo contiene tutti gli individui processati, il secondo solo quelli accettabili. È possibile definire un rapporto tra la funzione di fitness  $\phi(x)$  e la funzione obiettivo  $f(x)$  per stabilire quali individui siano accettabili e quali no; di base tale rapporto è 1.

## **L'ottimizzazione**

Il progetto di ottimizzazione, come mostrato nel paragrafo precedente, è realizzato con il codice autoprodotta `ABiDOptim`. I parametri di input possono essere costanti oppure variabili; particolare attenzione va posta al *range* di variabilità poiché un intervallo troppo ampio comporterebbe tempi di convergenza elevati, ma allo stesso tempo un intervallo troppo ristretto limiterebbe la soluzione a massimi relativi e non assoluti. Gli output, invece, contengono tutte le verifiche che un impalcato da ponte deve soddisfare; nel progetto di ottimizzazione sono inseriti i *constraints* ovvero dei vincoli che gli individui non devono violare, pena la non accettabilità dell'individuo stesso.

Nel progetto di ottimizzazione, inoltre, rientrano le definizioni delle caratteristiche della strategia evolutiva: la popolazione iniziale, il numero di generazioni, le probabilità di selezione, *crossover* e mutazione. È comunque da evidenziare come tutto il processo sia gestito tramite i file di input sul modello di quelli generati dal `Template_Creator.exe`, che sono poi letti e utilizzati autonomamente.

# Capitolo 2

## *I ponti*

### **Breve storia**

I ponti nascono dall'esigenza dell'Uomo di superare ostacoli quali fiumi, valli, strade esistenti. L'evoluzione storica nella costruzione dei ponti è sempre stata legata allo sviluppo tecnologico dei materiali, dei metodi di costruzione e della teoria delle strutture. Tra i primi manufatti si possono individuare i ponti realizzati con legno e funi vegetali, che, a causa delle deperibilità dei materiali, non sono arrivati fino ai giorni nostri. Un grande passo avanti fu fatto in epoca romana quando, sfruttando la tipologia ad arco, si realizzarono opere imponenti tuttora perfettamente conservate; tale tipologia costruttiva rimase l'unico schema adottato per circa mille anni. La svolta fu impressa dalla rivoluzione industriale che mise a disposizione i materiali ferrosi quali ghisa, ferro puddellato, acciaio. In particolare gli ultimi due permisero ai progettisti di svincolarsi dallo schema ad arco e dare vita a una serie di schemi strutturali ripresi in tutte le grandi opere in acciaio del Novecento.

Nel secolo scorso il progresso nel campo dei ponti metallici è dovuto agli sviluppi nell'ambito della tecnologia dell'acciaio, nelle giunzioni, nello sviluppo della teoria delle strutture e nell'impiego della piastra ortotropa o della soletta di calcestruzzo collaboranti. Il '900 ha poi visto nascere i grandi ponti sospesi, i ponti strallati e il tentativo, fallito, di ridurre le dimensioni delle travi di impalcato: il crollo del Tacoma Bridge evidenziò il problema dell'eccitazione dinamica dovuta all'interazione del vento con la struttura. Per ovviare a tale problema nacquero i ponti a cassone chiuso che permettevano di superare luci elevate con altezze di impalcato contenute.

In parallelo ai ponti metallici, all'inizio del '900, furono realizzati i primi esempi di ponti in cemento armato e, più avanti nel tempo, in cemento armato precompresso. Lo sviluppo di tale tecnologia era però ostacolato dalla scarsa

conoscenza dei fenomeni lenti: la viscosità ed il ritiro del calcestruzzo ed il rilassamento dell'acciaio; un altro punto debole è sempre stato il costo delle centine necessarie a sostenere la struttura fino all'indurimento del calcestruzzo.

Gli ultimi decenni hanno visto lo sviluppo di nuove tecniche costruttive per il superamento di luci sempre maggiori come la realizzazione di ponti costruiti a sbalzo per conci successivi, permettendo così di eliminare le centine e svincolarsi dagli impedimenti sottostanti e dall'altezza dal suolo, oppure del getto in opera per campate successive con casseforme autoportanti e autovaranti.

## **I ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo**

Tra le varie tipologie i ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo sono stati utilizzati in diverse situazioni con ottimi risultati, poiché permettono di sfruttare al meglio entrambi i materiali componenti: l'acciaio e il calcestruzzo. Tali ponti nacquero non da un'invenzione, ma dall'interpretazione del comportamento di strutture reali, che venivano realizzate sovrapponendo una soletta di calcestruzzo armato alle travi metalliche. Negli anni '30 si notò un comportamento dei due componenti diverso da quello ipotizzato con un calcolo con ripartizione determinata nel rispetto della congruenza. Nella realtà, infatti, la soletta riprendeva una porzione maggiore della sollecitazione con conseguente diminuzione dello stato tensionale delle travi in acciaio. Si evidenziò che la causa di questo fenomeno era uno spostamento relativo minore di quanto ipotizzato, causato da una tensione di aderenza tra acciaio e calcestruzzo, dovuta all'imperfezione della superficie all'interfaccia tra i due materiali, che non era stata presa in considerazione. Una volta noto questo fenomeno si seguirono due strade: la prima prevedeva la minuziosa preparazione della superficie di contatto, così da evitare tensioni di aderenza non considerate in fase di calcolo; la seconda, invece, prevedeva il progetto della connessione così da ridurre, in maniera voluta, le tensioni nell'acciaio con un conseguente risparmio di materiale.



**Fig. 4** Esempio di impalcato da ponte a struttura mista acciaio-calcestruzzo

Inizialmente la tipologia a struttura mista era riservata a componenti secondarie quali traversi, longherine, etc., la cui connessione era realizzata mediante spirali metalliche saldate alle travi. Successivamente lo sviluppo portò all'utilizzo della struttura mista anche per gli elementi principali e all'evoluzione di due tipologie principali di connessione:

- **Tipo Philips:** costituito da pioli ottenuti da tondini di armatura con la testa di contatto opportunamente lavorata
- **Tipo Nelson:** costituito da pioli in acciaio a basso contenuto di carbonio

## **Ipotesi di calcolo**

La teoria delle strutture composte acciaio-calcestruzzo si basa su alcune ipotesi fondamentali:

1. Conservazione delle sezioni trasversali piane, anche durante e dopo la deformazione.
2. Collegamento rigido, cioè assenza di scorrimento tra acciaio e calcestruzzo.
3. Calcestruzzo teso non reagente.
4. Spostamenti relativi nulli in direzione verticale tra trave e soletta.

## Analisi elastica

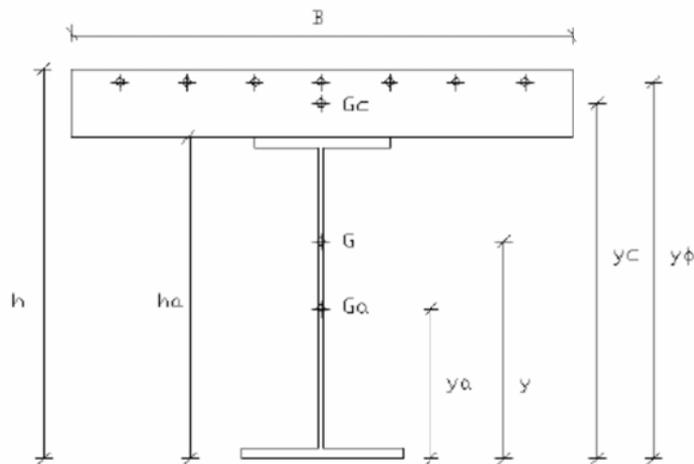
L'analisi tensionale elastica di una trave in acciaio e di una soletta soprastante in calcestruzzo, opportunamente ancorata, si esegue omogeneizzando la sezione, riconducendola ad un unico materiale, attraverso il coefficiente di omogeneizzazione:

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

La determinazione dello stato tensionale è eseguita alla Navier, secondo tre possibilità che si possono presentare: nel primo caso l'asse neutro cade al di sotto dell'ala superiore della trave metallica; nel secondo caso l'asse neutro parzializza la soletta in calcestruzzo; infine, nel terzo caso la soletta è interamente tesa.

### ***Soletta interamente compressa***

Come appena accennato, nel caso in cui l'asse neutro si collochi al di sotto dell'ala superiore della trave, la soletta è interamente reagente e il calcolo si esegue su una sezione a doppio T asimmetrica.



**Fig. 5** Grandezze per il calcolo elastico nel caso di soletta interamente reagente

Per prima cosa si determina l'area della sezione resa omogenea tramite l'equazione:

$$A = A_a + A_\phi + \frac{A_c}{n}$$

dove  $A_a$  è l'area della sezione trasversale della trave metallica,  $A_\phi$  è l'area delle barre di armatura lenta,  $A_c$  è l'area della sezione della soletta in calcestruzzo e  $n$  è il coefficiente di omogeneizzazione. Successivamente si procede alla determinazione dei baricentri dei tre elementi componenti la sezione, trave metallica, soletta e armatura lenta, valutati in riferimento al lembo inferiore della trave; note queste quantità è possibile determinare il momento statico della sezione e, quindi, la posizione dell'asse neutro:

$$S = A_a y_a + A_\phi y_\phi + \frac{A_c y_c}{n}$$

$$y = \frac{S}{A}$$

Questa distanza deve, per ipotesi, individuare un asse orizzontale in una posizione tale che la soletta in calcestruzzo risulti interamente compressa. Si procede, quindi, con il calcolo del momento d'inerzia della sezione composta rispetto all'asse baricentrico:

$$J = J_a + \frac{J_c}{n} + A_a (y_a - y)^2 + A_\phi (y_\phi - y)^2 + \frac{A_c (y_c - y)^2}{n}$$

Una volta noto il momento d'inerzia è possibile applicare la formula di Navier e determinare le tensioni nei vari punti della sezione:

$$\sigma_c = \frac{1}{n} \frac{M}{J} (h - y)$$

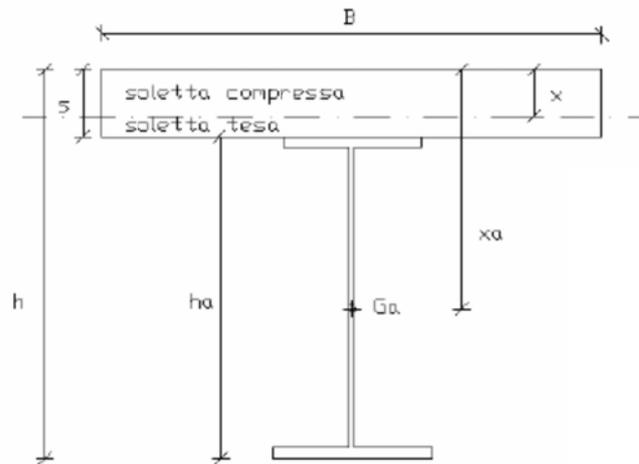
$$\sigma_\phi = \frac{M}{J} (y_\phi - y)$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{J} (h_a - y)$$

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{J} y$$

### Soletta parzializzata

Nel secondo caso, invece, l'asse neutro divide la soletta in due parti, una compressa e una tesa, quindi non reagente.



**Fig. 6** Grandezze per il calcolo elastico nel caso di soletta parzializzata

Detta  $x$  la distanza dell'asse neutro dal lembo superiore della soletta, la sezione omogeneizzata risulta:

$$A = A_a + \frac{Bx}{n}$$

Il momento statico, sempre valutato rispetto al lembo superiore della soletta, è determinato con l'equazione:

$$S = A_a x_a + \frac{Bx^2}{2n}$$

Quindi si può determinare la posizione dell'asse neutro tramite l'equazione implicita:

$$x = \frac{S}{A} = \frac{A_a x_a + \frac{Bx^2}{2n}}{A_a + \frac{Bx}{n}}$$

da cui si ricava l'equazione di secondo grado:

$$\frac{Bx^2}{2n} + A_a x_a - A_a x = 0$$

Da questa equazione è possibile ricavare un'unica soluzione che sia congruente con l'ipotesi iniziale sulla posizione dell'asse neutro; definita, allora, la posizione dell'asse neutro si applica la formula di Navier per determinare le tensioni nella sezione:

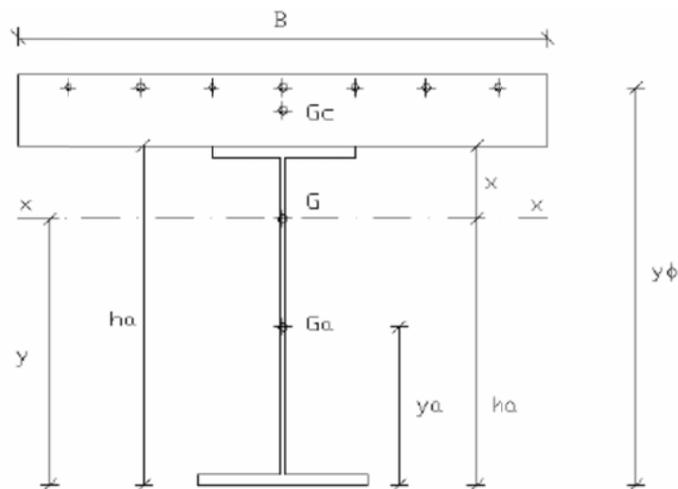
$$\sigma_c = \frac{1}{n} \frac{M}{J} x$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{J} (s - y)$$

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{J} (h - x)$$

### ***Soletta interamente tesa***

È questo il caso di una sezione soggetta a momento negativo; poiché per ipotesi il calcestruzzo teso è considerato non reagente, la sezione reagente è costituita dai soli elementi in acciaio.



**Fig. 7** Grandezze per il calcolo elastico nel caso di soletta tesa

Analogamente ai casi precedenti si calcolano l'area della sezione reagente, il momento statico rispetto al lembo inferiore della trave, la posizione dell'asse neutro e il momento d'inerzia rispetto a tale asse:

$$A = A_a + A_\phi$$

$$S = A_a h_a + A_\phi h_\phi$$

$$y = \frac{S}{A}$$

$$J = J_a + A_a(y - y_a)^2 + A_\phi(y_\phi - y)^2$$

Quindi, sempre tramite la formula di Navier, si determinano le tensioni nelle barre di armatura e alle estremità della trave in acciaio:

$$\sigma_\phi = \frac{M}{J}(y_\phi - y)$$

$$\sigma_{as} = \frac{M}{J}(h_a - y)$$

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{J}y$$

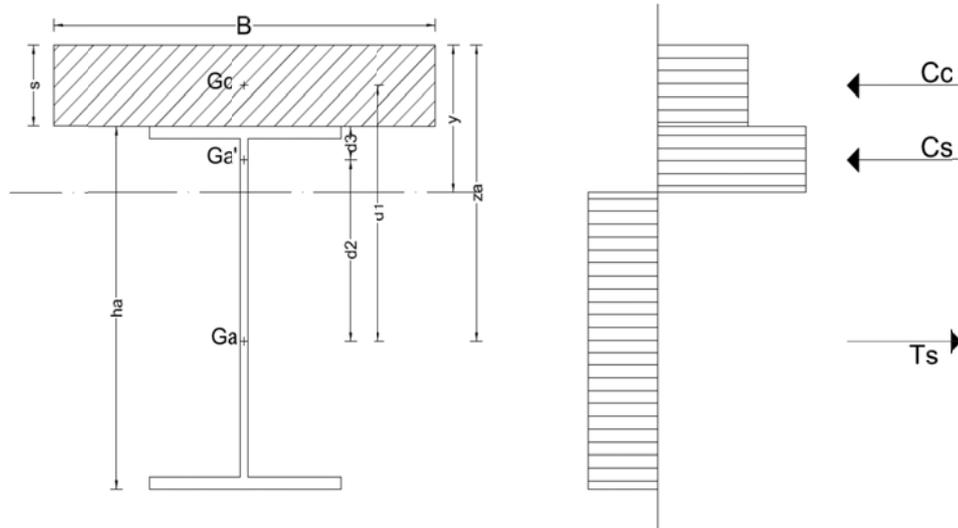
## Analisi plastica

Anche nel caso di analisi plastica è necessario distinguere due casi, in relazione alla posizione dell'asse neutro.

### ***Soletta interamente compressa***

Nel caso in cui l'asse neutro si trovi al di sotto della soletta, la risultante delle forze di compressione è dato dalla somma del contributo della soletta e della parte compressa della trave metallica; il primo è dato dall'equazione:

$$C_c = f_{cd}Bs$$



**Fig. 8** Grandezze per il calcolo plastico nel caso di soletta interamente reagente

La risultante delle forze di trazione è analoga al caso precedente, privata però, della zona di acciaio compresso:

$$T_a = f_{yd}A_s - C_s$$

Per equilibrio delle forze orizzontali si può ricavare il contributo dell'acciaio compresso alla risultante delle forze di compressione:

$$T_a = C_c + C_s \Rightarrow C_s = \frac{f_{yd}A_s - f_{cd}Bs}{2}$$

L'area di acciaio compresso è costituita dall'area dell'ala superiore  $b \cdot t$  e da una porzione di area dell'anima  $s_a \cdot x$ , con  $x$  distanza dall'asse neutro al lembo superiore della trave metallica, e si ricava ponendo:

$$A'_s = \frac{C_s}{f_{yd}}$$

La posizione dell'asse neutro, risulta quindi:

$$x = \frac{A'_s - bt}{s_a}$$

Per la determinazione del momento plastico restano da valutare i bracci delle forze; la distanza del baricentro della porzione compressa di acciaio dal lembo superiore della trave è pari a:

$$d_3 = \frac{bt^2 + s_a x \left( \frac{x}{2} + t \right)}{bt + s_a x}$$

mentre le distanze tra il baricentro dell'intera trave metallica e i baricentri della soletta e della parte compressa di acciaio risultano essere:

$$d_1 = z_a - \frac{s}{2}$$

$$d_2 = z_a - s - d_3$$

Infine, il momento plastico resistente è dato dall'equazione:

$$M_{pl} = C_c d_1 + C_s d_2$$

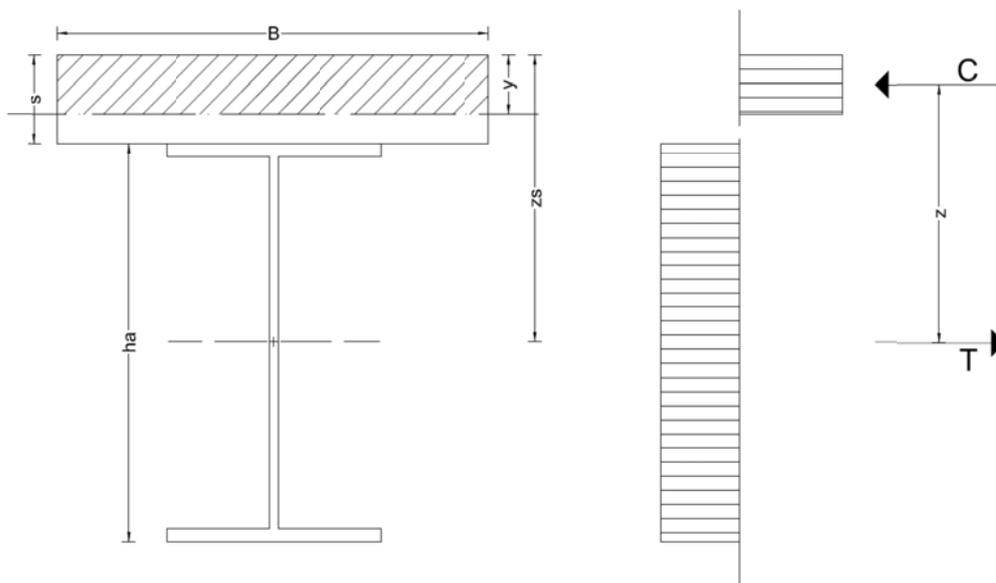
Questa configurazione è definita *slab inadequate* in quanto la soletta necessita anche del contributo di una porzione di trave metallica per generare la risultante delle forze di compressione.

### **Soletta parzializzata**

In questo caso la risultante delle forze di compressione e la risultante delle forze di trazione sono date rispettivamente dalle equazioni:

$$C = f_{cd} B y$$

$$T = f_{yd} A_s$$



**Fig. 9** Grandezze per il calcolo plastico nel caso di soletta parzializzata

È possibile, pertanto, calcolare la posizione dell'asse neutro tramite l'equilibrio alla traslazione:

$$C - T = 0 \Rightarrow y = \frac{f_{yd}A_s}{f_{cd}B}$$

Il braccio della coppia interna, quindi, è espresso dall'equazione:

$$z = z_s - \frac{y}{2}$$

Il momento plastico resistente, allora, risulta:

$$M = Cz = Tz = f_{yd}A_s z$$

Questa situazione, in cui l'asse neutro attraversa la soletta, è detto *slab adeguata*, dal fatto che la soletta, da sola, è in grado di fornire l'intera risultante delle forze di compressione.

## Il coefficiente di omogeneizzazione

Un parametro importante nell'analisi elastica, come si è visto, è il coefficiente di omogeneizzazione  $n$ , ottenuto dal rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo. Per l'acciaio si può ritenere il modulo elastico costante, pari a 210.000 N/mm<sup>2</sup>, mentre per il calcestruzzo maturo, tralasciando per il momento gli effetti a lungo termine, esso dipende dalla resistenza cilindrica media secondo l'equazione:

$$E_c = 22.000 \left( \frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3}$$

pertanto assume valori dell'ordine di 30.000-40.000 N/mm<sup>2</sup>.

Come accennato, il modulo elastico del calcestruzzo dipende fortemente dall'età del conglomerato stesso; l'effetto dei carichi di lunga durata che causano il fenomeno dello scorrimento viscoso possono essere tenuti debitamente in conto considerando un modulo elastico ridotto, tramite l'equazione:

$$E^* = \frac{E_c}{1 + \phi_t}$$

dove  $\phi_t = \phi_\infty(1 - e^{-t})$  e il coefficiente finale di viscosità  $\phi_\infty(t_0)$ , in assenza di prove sperimentali, può essere desunto dalle tabelle proposte dalle normative. A titolo di esempio si riportano le tabelle proposte dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, pubblicate dal Ministero dei Lavori Pubblici nel 2008:

to	h <sub>0</sub> ≤ 75 mm	h <sub>0</sub> = 150 mm	h <sub>0</sub> = 300 mm	h <sub>0</sub> ≥ 600 mm
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
> 60 giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

**Tabella 1** | Valore del coefficiente finale di viscosità  $\phi_\infty$  in atmosfera con umidità relativa circa 75%

to	h <sub>0</sub> ≤ 75 mm	h <sub>0</sub> = 150 mm	h <sub>0</sub> = 300 mm	h <sub>0</sub> ≥ 600 mm
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
> 60 giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

**Tabella 2** | Valore del coefficiente finale di viscosità  $\phi_\infty$  in atmosfera con umidità relativa circa 55%

dove  $h_0$  è la dimensione fittizia definita dall'equazione:

$$h_0 = \frac{2A_c}{u}$$

con  $A_c$  area del calcestruzzo e  $u$  perimetro della sezione di calcestruzzo esposta all'aria. In definitiva si assumono i seguenti valori del coefficiente di omogeneizzazione:

- n=6, per gli effetti delle azioni a breve termine
- n=18, per gli effetti delle azioni a lungo termine

## Il ritiro

Il ritiro è un fenomeno del calcestruzzo che consiste nella diminuzione del suo volume dovuta al processo di maturazione, indipendentemente dai carichi

esterni. Questo comportamento, se non attentamente considerato, può essere causa di fessurazione della soletta e, in generale, di stati tensionali differenti da quelli ipotizzati. Il fenomeno del ritiro è influenzato dai seguenti parametri:

- umidità relativa dell'atmosfera circostante
- dimensioni della struttura
- composizione del calcestruzzo
- età del calcestruzzo da cui si considera l'effetto del ritiro

Le normative, tramite tabelle e formule, forniscono diversi valori finali del ritiro, rappresentato da un valore di accorciamento percentuale che è dell'ordine di  $0.2\div 0.3 \times 10^{-3}$ .

Nel caso di strutture isostatiche si può eseguire un calcolo approssimato del fenomeno del ritiro attraverso il metodo proposto da E. Morsch. In una prima fase si considera la soletta svincolata dalla trave in acciaio e quindi libera di deformarsi a causa del ritiro; essa, allora, assorbe in maniera uniforme l'intera deformazione. Si ipotizza di annullare la deformazione applicando due forze  $N_c$  alle estremità, applicate nel baricentro della soletta. Nella seconda fase si considera la trave composta acciaio-calcestruzzo e si applicano le forze  $N_c$  cambiate di segno: per la trave composta è una sollecitazione di pressoflessione. Lo stato tensionale così ottenuto, sommato allo stato tensionale della prima fase, ci permette di ricavare lo stato tensionale dell'intera sezione una volta scontati gli effetti del ritiro.

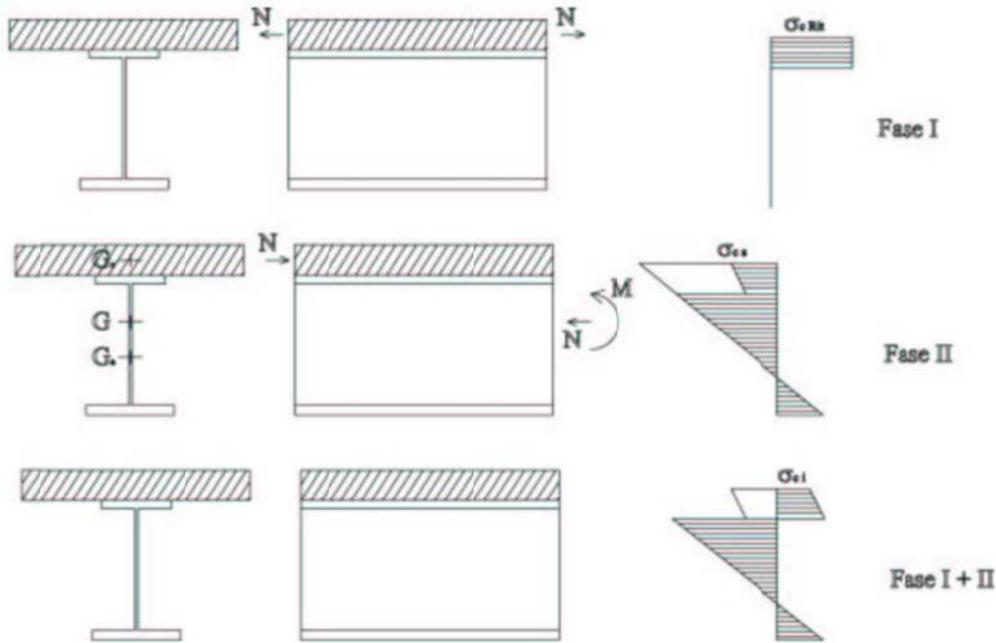
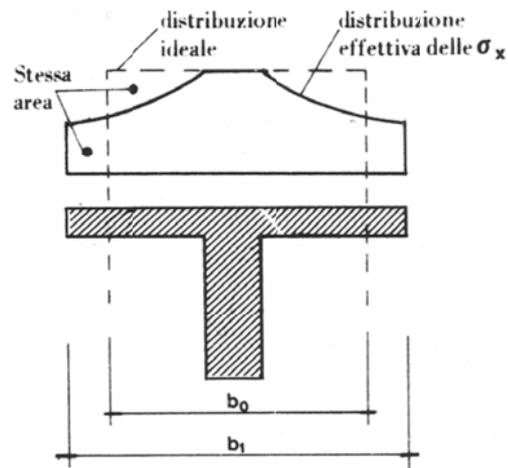


Fig. 10|Schema di Morsch per la valutazione degli effetti del ritiro

## La larghezza collaborante

Nell'analisi di un ponte a struttura mista acciaio-calcestruzzo è di notevole importanza determinare la parte di soletta che collabora con la trave metallica; la larghezza collaborante è definita come la larghezza della flangia ideale di una trave a T che trasmette lo stesso sforzo normale complessivo che interessa la soletta reale, ma con una distribuzione uniforme delle tensioni normali, pari al valore massimo. La larghezza collaborante dipende dalla deformabilità a taglio nel proprio piano della soletta, legata al rapporto tra l'interasse delle travi e la luce, e al tipo di carico.



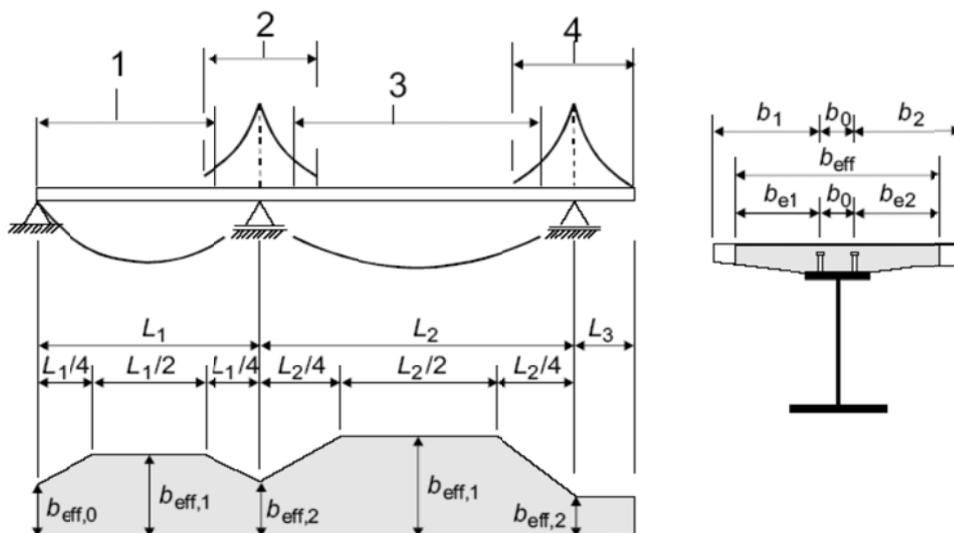
**Fig. 11** Distribuzione effettiva e ideale delle tensioni per la definizione della larghezza collaborante

L'Eurocodice 4, ripreso anche dalle NTC del 2008, propone l'equazione:

$$b_{eff} = b_0 + \sum (\beta_i \cdot b_{ei})$$

dove

- $b_0$  è la distanza tra i due connettori esterni
- $b_{ei}$  è il valore della larghezza efficace su ciascun lato pari a  $L_e/8$
- $L_e$  è la distanza tra due punti di nullo del diagramma dei momenti in direzione longitudinale
- $\beta_i = \left(0,55 + 0,025 \cdot \frac{L_e}{b_{ei}}\right) \leq 1,0$



**Fig. 12** Determinazione della larghezza collaborante secondo Eurocodice 4

## Struttura puntellata o non puntellata

Questo aspetto delle strutture composte è molto importante e i suoi effetti si riscontrano soprattutto in fase di esercizio. Puntellare o meno una struttura durante la sua realizzazione altera lo stato tensionale, pertanto l'effetto va considerato e calcolato al fine di garantire la sicurezza e le prestazioni dell'opera. Si possono presentare tre situazioni:

1. **Trave puntellata con continuità:** con questa tipologia si puntella la trave, fino all'indurimento del calcestruzzo, con un numero elevato di elementi, tale che la loro distanza è così ridotta da poter considerare la trave sostenuta in modo continuo. In questo modo essa non è sollecitata nemmeno dal peso proprio e tutti i carichi sono applicati quando la sezione è interamente attiva.
2. **Trave puntellata con puntelli in numero limitato:** con questa tipologia la trave è puntellata, sempre fino all'indurimento del calcestruzzo, con un numero limitato di elementi tale da non garantire un sostegno continuo. Si deve considerare allora la trave continua su più appoggi e valutare momento flettente e taglio indotti dal peso proprio della soletta agenti sulla sola trave metallica, in quanto il calcestruzzo, in questa fase, non è ancora reagente. Una volta rimossi i puntelli vengono di conseguenza eliminate le reazioni di quest'ultimi; tali reazioni, allora, devono essere considerate come forze, uguali in modulo ed opposte in direzione, agenti sulla sezione composta. Gli eventuali carichi permanenti e variabili graveranno sempre sulla sezione composta.
3. **Trave non puntellata:** in questo caso la trave in acciaio subisce il peso proprio del calcestruzzo fresco, oltre a quello della trave stessa. I carichi successivamente applicati graveranno sulla sezione composta, sommandosi allo stato tensionale presente nella trave metallica dovuto ai carichi della prima fase.

## Ponti ad asse curvilineo

I ponti il cui asse planimetrico è curvilineo presentano caratteristiche e problematiche cui è necessario accennare, in quanto le soluzioni a tali criticità sono state implementate nel modello di analisi del codice AutoBiD e sono alla base della scelta tra una modellazione unifilare e una tridimensionale. Lo studio dei ponti in curva è stato ampiamente trattato nella tesi di laurea dell'ing. Chisari, di cui si riportano qui, i passaggi più importanti.

### *Statica della trave curva*

In un ponte ad asse curvilineo i problemi flessionali e torsionali sono accoppiati in quanto un carico verticale, che in una trave rettilinea provoca una semplice flessione, in una trave curvilinea, a causa dell'eccentricità tra retta d'azione e reazione dei vincoli, provoca una torsione della trave. Il problema può essere studiato come somma di un comportamento flessionale primario e uno flesso-torsionale secondario.

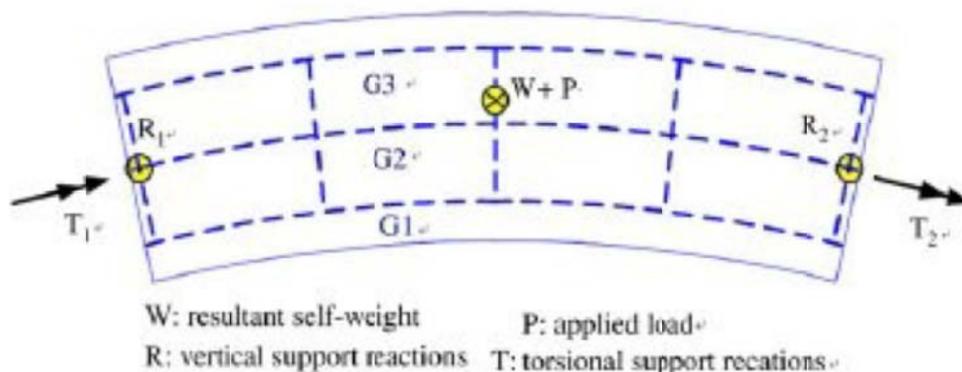


Fig. 13|Schema di impalcato da ponte curvo costituito da tre travi e cinque traversi

### *Torsione secondaria*

Gli impalcati a struttura mista acciaio-calcestruzzo a due travi resistono alla torsione dovuta alla curvatura grazie alla loro rigidità torsionale secondaria; questo significa che si generano delle tensioni normali per ingobbamento impedito sulle ali, che si aggiungono alle tensioni dovute alla flessione; la soletta, presente nella parte superiore, è in grado di riprendere l'intera sollecitazione, mentre risulta necessaria una verifica in corrispondenza dell'ala inferiore.

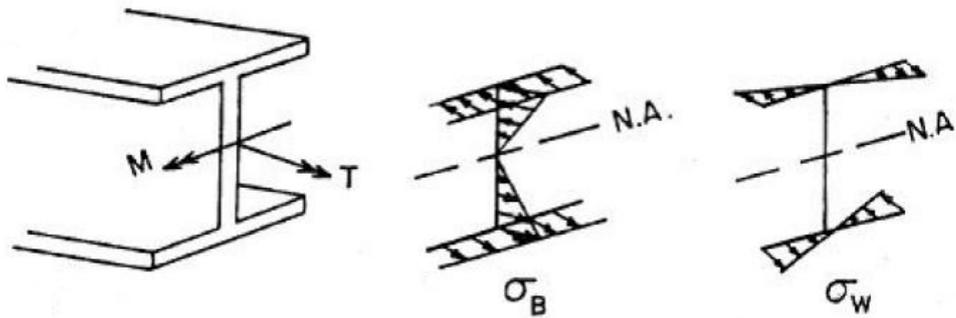


Fig. 14 Tensioni normali per flessione e per ingobbamento impedito in una sezione a doppio T

Dato un momento torcente  $T$ , sulle ali si formeranno delle tensioni tangenziali di risultante:

$$F = \frac{T}{d}$$

dove  $d$  è la distanza tra le ali, se simmetriche. Tale forza  $F$  agirà sulle ali, soggette a flessione e taglio, provocando una tensione

$$\sigma_w = \frac{M(F)}{W_{flangia}}$$

Il metodo per la determinazione delle tensioni così definito riprende la Teoria di Vlasov, che si applica quando la Teoria di De Saint-Venant non è in grado di fornire risultati sufficientemente attendibili.

### ***Distorsione del pannello d'anima***

La presenza di una curvatura comporta la presenza di tensioni fuori piano anche in presenza di soli sforzi normali. Con riferimento alla Fig. 15, in un concio di lunghezza  $a$  le tensioni normali  $\sigma_m$  dovute alla flessione danno risultante non nulla in direzione ortogonale all'asse della trave; tale risultante si può considerare provocata da una forza fittizia distribuita radiale  $dh$ . La presenza di queste azioni può risultare importante sul pannello d'anima, che presenta bassa rigidità fuori piano, provocando una distorsione e una perdita di forma della sezione.

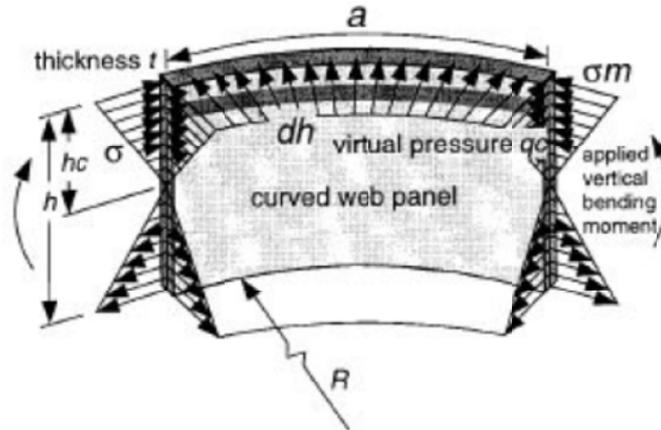


Fig. 15 | Azioni fittizie fuori piano sul pannello d'anima

### Distribuzione dei momenti flettenti sulle travi

Come effetto della torsione agente sull'impalcato a causa della curvatura si ha un aumento del momento flettente sulle travi più esterne e una diminuzione nelle travi interne.

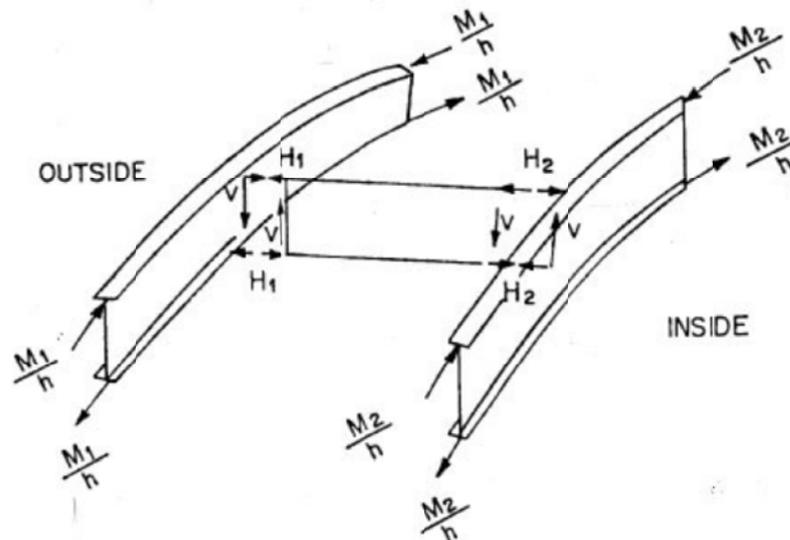


Fig. 16 | Distribuzione dei momenti flettenti sulle travi in un ponte in curva

Come ordine di grandezza della variazione di stato tensionale si può fare riferimento alla seguente tabella:

Type of internal force	Bridge curvature angle				
	10°	15°	20°	25°	30°
In-plane bending moment	1.087	1.117	1.175	1.220	1.235
Torsional moment	0.037	0.052	0.074	0.088	0.103

**Fig. 17** Rapporto tra momento flettente e torcente di un ponte curvo e dell'equivalente ponte rettilineo

### ***Funzione dei traversi, controventi e della soletta***

I traversi sono fondamentali in uno schema a graticcio poiché mantengono l'equilibrio delle travi. La stabilità delle travi curve è molto importante, anche in fase costruttiva, poiché subiscono deformazioni laterali anche sotto carichi gravitazionali. È, quindi, necessario controventare le travi a intervalli regolari per evitare fenomeni di instabilità flesso-torsionale.

La soletta ha diverse funzioni:

- Insieme ai traversi distribuisce i carichi variabili alle travi
- Agisce come flangia superiore per la resistenza a flessione lungo l'asse forte
- Agisce come flangia superiore per la resistenza a torsione

### ***Carichi orizzontali***

Oltre ai carichi orizzontali dovuti alla frenatura, analoghi al caso rettilineo, la normativa impone la determinazione dell'effetto della forza centrifuga trasmessa dai carichi viaggianti. Esso dipenderà dalla velocità e dal raggio di curvatura, ma in via approssimata è valutato solamente in funzione di quest'ultimo.

# Capitolo 3

## *La modellazione dei ponti in AutoBiD*

### **Introduzione**

Modellare una struttura significa rappresentare un sistema fisico reale nella maniera più accurata possibile, affinché il comportamento teorico assunto dal modello rispecchi, per quanto possibile, il comportamento reale. Si nota subito, quindi, che realizzare un buon modello o un cattivo modello è la prima discriminante per la buona conclusione del processo progettuale. Spetta al progettista determinare il giusto compromesso tra la complessità del modello e la precisione attesa del risultato, tenuto ovviamente conto dell'importanza e della difficoltà dell'opera da realizzare.

Nell'ambito di AutoBiD all'utente è data la facoltà di scegliere tra due diverse possibilità di calcolo: la prima è data da una modellazione monodimensionale del ponte. In questo caso l'analisi è realizzata in tempi brevi, in quanto al modellatore agli elementi finiti, che rappresenta la parte lenta del processo, è affidata un'attività breve. La seconda opzione prevede l'analisi tridimensionale della struttura, cosa che comporta, inevitabilmente, un notevole incremento dei tempi di analisi. La finalità di un'analisi di questo tipo, pertanto, non può essere quella di un predimensionamento, ma di uno studio approfondito e definitivo del problema. Tramite la modellazione tridimensionale, infatti, è possibile cogliere comportamenti locali quali, ad esempio, lo *shear-lag*<sup>1</sup>, o globali come l'effetto torsionale per un ponte in curva che il modello unifilare non è in grado di valutare.

---

<sup>1</sup> Effetto per cui, a causa della connessione, le tensioni nella soletta non hanno un andamento costante.

## La modellazione unifilare

### Ipotesi generali

La modellazione unifilare si basa su alcune ipotesi generali che, se non rispettate, impediscono l'utilizzo di tale modello. La prima ipotesi è la perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo: questo significa che, alla fine dell'analisi, in funzione dello sforzo di scorrimento ottenuto, sia predisposta un'opportuna piolatura.

La seconda ipotesi riguarda la fessurazione della soletta in prossimità delle pile: in tali zone, infatti, per ragioni di continuità, è presente un momento flettente negativo che comporta una trazione nella soletta in calcestruzzo. In accordo con quanto proposto dalla normativa italiana, si considera una fascia di lunghezza pari al 15% della campata, in adiacenza della pila, di soletta fessurata.

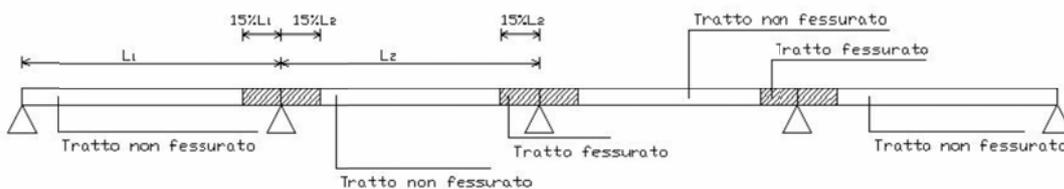


Fig. 18| Rappresentazione delle zone fessurate in prossimità degli appoggi intermedi

La terza ipotesi riguarda la modalità di ripartizione dei carichi che avviene secondo il metodo di Courbon. Per l'applicazione di tale metodo si suppone la presenza di un traverso infinitamente rigido sotto una qualunque posizione del carico.

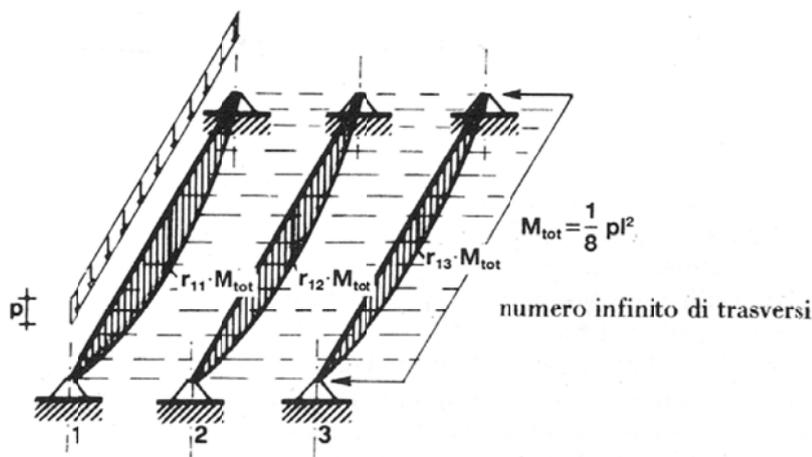


Fig. 19| Ipotesi alla base del metodo di Courbon

Sulla base di questa ipotesi, ad esempio, un carico distribuito su una trave si ripartisce sulle altre mantenendo inalterata la sua forma, ma con un'intensità proporzionale al coefficiente di ripartizione, calcolato con l'equazione:

$$r_i = \frac{1}{n} + \frac{y_i y_p}{\sum y_i^2}$$

nell'ipotesi di  $n$  travi longitudinali uguali fra loro e ugualmente vincolate. Nella precedente relazione,  $y_i$  rappresenta la distanza della trave  $i$ -esima dal baricentro dell'impalcato e  $y_p$  è la distanza del carico dal baricentro dell'impalcato. Secondo questa teoria si può facilmente dedurre come, a parità di interasse tra le travi, sono quelle più esterne le più sollecitate ed è infatti su queste che saranno effettuate le verifiche.

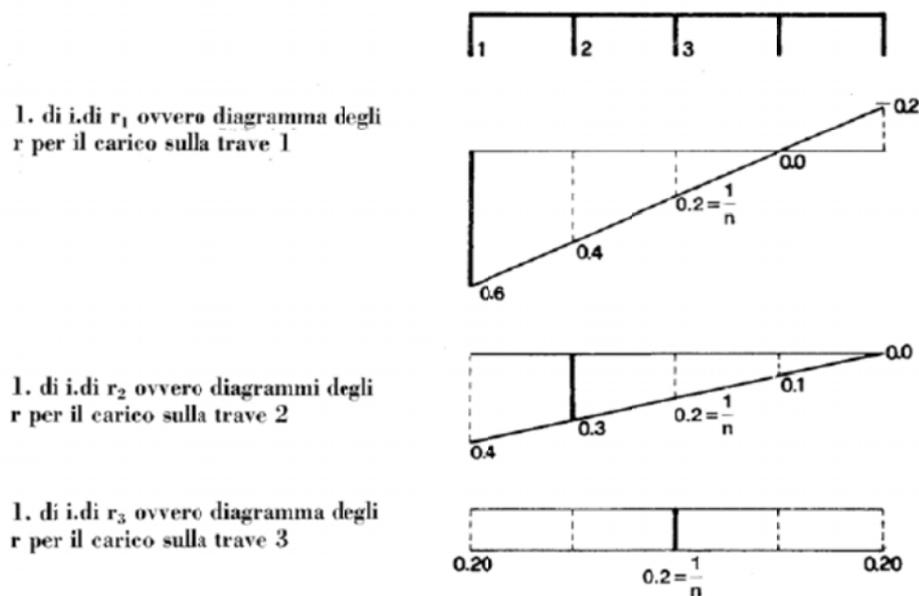


Fig. 20 Ripartizione dei carichi alla Courbon per un ponte a 5 travi sotto diverse posizioni del carico

### ***Analisi della struttura principale***

Gli elementi di trave sono caratterizzati dall'effettiva inerzia, tenendo conto dei conci di trave e della parte di calcestruzzo fessurata. Alla struttura così generata sono applicati i vincoli rappresentati dalle spalle e dalle pile e, con questo schema, si applica un carico unitario in posizione variabile al fine di determinare le linee di influenza delle varie caratteristiche della sollecitazione e dell'abbassamento. Quest'analisi, eseguita in *background* automaticamente, viene

registrata permettendo poi di determinare le effettive sollecitazioni derivanti dai carichi applicati secondo normativa.

### I carichi

Il codice genera automaticamente tutte le combinazioni di carico per ricavare i valori massimi delle sollecitazioni sulla struttura. Per farlo la procedura cicla individuando come punto di indagine ogni punto della *mesh* che discretizza la struttura; rispetto a questo punto vengono applicati i carichi definiti dalla normativa. Questa operazione viene effettuata più volte per lo stesso punto di indagine, a seconda che si stia ricercando il massimo valore del momento positivo, il massimo valore del momento negativo, il massimo taglio o il massimo sforzo assiale. Attraverso questa procedura si ricerca la massima sollecitazione sommando i contributi a favore e a sfavore di sicurezza moltiplicati per i corrispondenti coefficienti parziali di sicurezza proposti dalla normativa. Per il carico da traffico, per ogni punto di indagine, vengono calcolati i contributi massimi per il transito del carico mobile considerato statico, ma amplificato dal coefficiente dinamico per tenere comunque conto di questo effetto. La formula di combinazione è quella proposta nell'Eurocodice 4:

$$\sum_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

I coefficienti parziali di sicurezza vengono presi pari a quanto proposto nell'Eurocodice 4 parte 1-1.

	Azioni permanenti ( $\gamma_G$ )	Azioni variabili ( $\gamma_Q$ )	
		Azione variabile principale	Azioni variabili associate
Effetto favorevole $\gamma_{F,inf}$	1,0 *)	-**)	-**)
Effetto sfavorevole $\gamma_{F,sup}$	1,35 *)	1,5	1,5
*) Vedere anche il punto (3).			
**) Vedere l'Eurocodice 1; nei casi usuali per strutture di edificio $\gamma_{Q,inf} = 0$ .			

Fig. 21|Coefficienti parziali di sicurezza per azioni permanenti e variabili

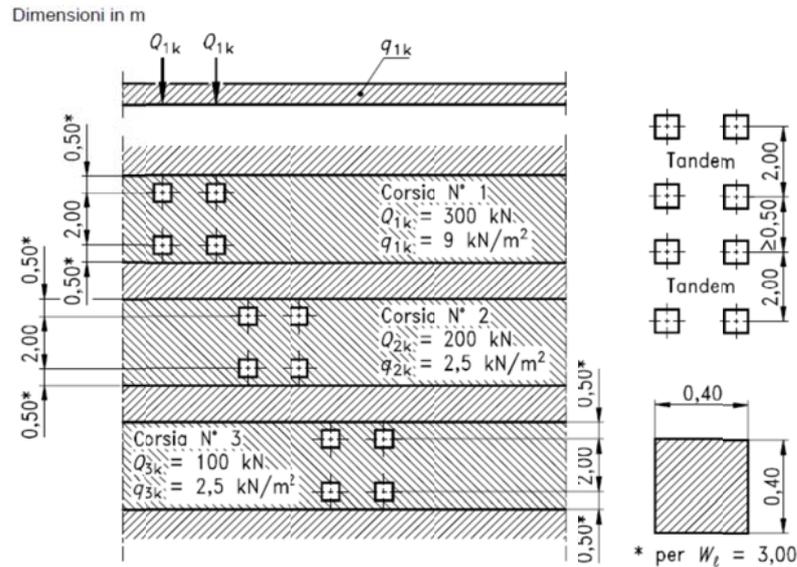


sollecitazione è analogo al caso del peso proprio. I valori indicativi utilizzati sono:

- Pavimentazione spessore 12cm      3,00 kN/m<sup>2</sup>
- Peso cordoli                              25,00 kN/m<sup>3</sup>
- Sicurvia                                      0,80 kN/m
- Parapetti                                    0,50 kN/m

- **Ritiro:** calcolato secondo lo schema di Morsch precedentemente illustrato (vedi pagina 18).
- **Variazioni termiche:** poiché le strutture considerate sono caratterizzate da schemi statici assialmente isostatici, le variazioni uniformi di temperatura non generano stati tensionali aggiuntivi. Hanno invece influenza le variazioni differenziali di temperatura che possono, ad esempio, provocare la flessione dell'impalcato. Vengono considerate variazioni differenziali tra soletta e sottostruttura in acciaio, definibili dall'utente, cercando così di rappresentare l'irraggiamento solare. Nel modello agli elementi finiti tale effetto è stato inserito mediante una forza di compressione e un momento; la prima è causata dalla deformazione termica della soletta, il secondo è dovuto all'eccentricità di questa forza, agente a livello della soletta, rispetto al baricentro della sezione composta.
- **Carichi da traffico:** sono i carichi considerati dall'Eurocodice 1 parte 3 "Carichi da traffico sui ponti". Vengono elencati 4 modelli di carico a seconda delle verifiche che devono essere eseguite:
  - **Modello di carico 1:** carichi concentrati e uniformemente distribuiti. È previsto per verifiche globali e locali.
  - **Modello di carico 2:** carico ad un singolo asse applicato su specifiche impronte di pneumatico, che comprende gli effetti dinamici del traffico. È previsto solo per le verifiche locali.
  - **Modello di carico 3:** insieme di assemblaggi di assi di carico che rappresentano veicoli speciali. È previsto solo quando è richiesto dal committente, per verifiche globali e locali.

- **Modello di carico 4:** carico da folla. È previsto solo per verifiche globali.



**Fig. 23** Modello di carico 1 secondo l'Eurocodice 1

All'interno del progetto AutoBiD sono stati presi in considerazione solamente i modelli di carico 1 e 4; il carico da folla è stato disposto solo su un marciapiede così da massimizzare le sollecitazioni della trave di riva maggiormente caricata. I valori utilizzati, riportati nella figura seguente, sono costituiti da due assi da 300 kN per la prima corsia, 200 kN per la seconda e 100 kN per la terza. Accanto a questi vengono collocati, su tutta la superficie dell'impalcato, dei carichi distribuiti pari a 9 kN/m<sup>2</sup> per la prima corsia e 2,5 kN/m<sup>2</sup> per le successive corsie. Il carico da folla, invece, è assunto pari a 5 kN/m<sup>2</sup>. Il codice procede con il calcolo di una serie di posizioni di carico statiche; tali posizioni sono calcolate per un avanzamento del primo asse su ogni punto del modello, dalla progressiva 0 fino a concludersi quando il secondo asse è alla progressiva di fine ponte. Il codice distingue le posizioni che massimizzano le sollecitazioni, escludendo di fatto quelle che, al contrario, le minimizzano.

### Fasi di costruzione

Nonostante il modello monodimensionale sia unico, vengono comunque calcolate le tensioni nelle varie fasi di vita dell'impalcato. Si possono individuare tre momenti principali.

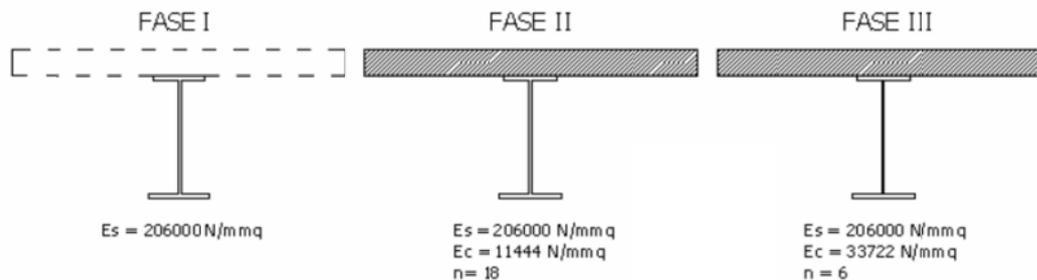


Fig. 24|Schema delle fasi costruttive di un impalcato da ponte a struttura mista acciaio-calcestruzzo

Nella fase 1 la struttura resistente è costituita dalla sola parte in acciaio su cui gravano il peso proprio della soletta in calcestruzzo, non ancora reagente, e il peso proprio della trave metallica. Non si considerano altri vincoli, se non quelli di spalle e pile, in quanto si suppone la struttura non puntellata. Il codice salva le tensioni ai lembi esterni delle piattabande e all'attacco tra anima e piattabande, verificando le tensioni ideali alla Huber-Von Mises-Hencky. Accanto alla lettura delle tensioni il codice provvede a valutare l'entità della freccia, riservandosi di verificarla nelle fasi successive.

La fase 2 si distingue in un momento a breve termine e uno a lungo termine; la prima consiste nel calcolo delle sollecitazioni dovute ai carichi permanenti portati, cioè il peso della pavimentazione, dei cordoli, della sicurtiva e dei parapetti. La struttura resistente è costituita dalla sezione composta dalla trave in acciaio e dalla soletta in calcestruzzo, la quale non ha ancora subito gli effetti del ritiro e della viscosità, pertanto il coefficiente di omogeneizzazione usato è pari a  $n=6$ . Il peso della soletta e della trave non agiscono, però, sulla sezione composta in quanto sono già stati considerati nella fase 1. La fase 2 a lungo termine presenta gli stessi carichi di quella a breve termine e la stessa struttura resistente, con l'unica differenza insita nel coefficiente di omogeneizzazione pari a  $n=18$ , in modo da tenere conto degli effetti viscosi del calcestruzzo. Trattandosi poi di una situazione a lungo termine vengono anche considerate le tensioni indotte dal ritiro.

Le tensioni, calcolate sia nella fase a breve termine che in quella a lungo termine, valutate sempre nei quattro punti precedentemente identificati, si sommano alle tensioni della fase 1 e il codice procede alla verifica in modo del tutto analogo alla fase precedente. In maniera del tutto simile, la freccia calcolata in questa fase si somma a quella valutata nella fase 1, verificando che sia minore di 1/150 della luce della campata.

Nella fase 3 si considera la struttura a tempo infinito soggetta ai carichi da traffico e agli effetti delle temperatura. La struttura resistente è sempre quella mista acciaio-calcestruzzo con coefficiente di omogeneizzazione  $n=6$  poiché i carichi sono di breve durata. Le tensioni calcolate si sommano a quelle ricavate nelle tensioni precedenti e si procede alla verifica della sezione; analogamente si procede per la freccia che deve essere minore di 1/500 della luce della campata. Per maggiore chiarezza si riportano in tabella i contributi che si sommano per individuare le due combinazioni considerate.

FASE	COMBINAZIONE 1	COMBINAZIONE 2
Fase I	X	X
Fase II breve termine	X	
Fase II lungo termine		X
Fase III	X	X

**Tabella 3** | Contributi delle diverse fasi di vita dell'impalcato

### ***La fatica***

Tra le verifiche che il codice è in grado di eseguire è presente anche quella a fatica con un numero di cicli pari a  $2 \times 10^6$ . I carichi mobili sono valutati di entità pari al 50% e non sono moltiplicati per il coefficiente dinamico; inoltre vengono anche trascurati i carichi termici. In questo tipo di verifica l'attenzione, oltre che alle membrature, è rivolta alle saldature tra i diversi elementi in acciaio.

### ***Le verifiche***

Le verifiche vengono eseguite al termine di ogni calcolo della sollecitazione di un punto di indagine, su ogni punto della *mesh* e per ogni fase. I risultati sono rappresentati sotto forma di coefficienti di utilizzazione cioè rapporti tra la tensione effettiva e la tensione resistente. Al termine della procedura c'è un

confronto tra i coefficienti di utilizzazione appena ottenuti e i massimi registrati in precedenza; questo confronto è diviso concio per concio.

La massima tensione nell'acciaio è verificata in accordo all'Eurocodice 4 parte 2, in relazione alla tensione ideale calcolata alla Huber-Von Mises-Hencky secondo l'equazione:

$$\sigma_{id} = \sqrt{\sigma^2 + 3 \cdot \tau^2}$$

dove le  $\sigma$  sono tensioni derivanti da sforzo assiale e flessione, mentre le  $\tau$  sono tensioni dovute al taglio, calcolate alla Jourawski. Come accennato in precedenza, le tensioni vengono valutate al lembo superiore e inferiore della trave e in prossimità delle connessioni tra l'anima e le due ali.

La verifica della soletta in calcestruzzo è eseguita in corrispondenza del lembo superiore in condizioni di compressione, poiché a trazione è considerato fessurato e non reagente. La tensione calcolata viene confrontata con la tensione limite legata alla classe di calcestruzzo secondo l'equazione:

$$f_{cd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_m}$$

La resistenza all'instabilità a taglio è valutata con il metodo post-critico semplificato, mediante la formula:

$$V_{ba,Rd} = \frac{d}{t_w} \frac{\tau_{ba}}{\gamma_{m1}}$$

dove  $\tau_{ba}$  è la resistenza post-critica a taglio così definita:

$$\begin{aligned} \text{per } \bar{\lambda}_w \leq 0,8 & \quad \tau_{ba} = \left( \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \right) \\ \text{per } 0,8 \leq \bar{\lambda}_w \leq 1,2 & \quad \tau_{ba} = \left( 1 - 0,625(\bar{\lambda}_w - 0,8) \right) \left( \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \right) \\ \text{per } \bar{\lambda}_w \geq 1,2 & \quad \tau_{ba} = \left( \frac{0,9}{\bar{\lambda}_w} \right) \left( \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \right) \end{aligned}$$

con la snellezza dell'anima definita da:

$$\bar{\lambda}_w = \left[ \left( \frac{f_{yw}}{\sqrt{3}} \right) / \tau_{cr} \right]^{0,5} = \frac{d/t_w}{37,4\varepsilon\sqrt{k_\tau}}$$

dove  $\tau_{cr}$  è la resistenza critica a taglio, mentre  $k_\tau$  è il fattore di imbozzamento per taglio che, per travi con irrigidimenti in corrispondenza degli appoggi, ma senza irrigidimenti d'anima, è da assumersi pari a  $k_\tau=5,34$ . Per anime irrigidite il valore dipende dal rapporto tra l'interasse degli irrigidimenti  $a$  e l'altezza dell'anima  $d$ :

$$\begin{aligned} \text{per } \frac{a}{d} < 1 & \quad k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2} \\ \text{per } \frac{a}{d} > 1 & \quad k_\tau = 5,34 + \frac{4}{(a/d)^2} \end{aligned}$$

La verifica a taglio della sezione in acciaio è eseguita in accordo all'Eurocodice 3 parte 2, controllando che:

$$V_{sd} \leq V_{pl,Rd}$$

con la resistenza plastica a taglio determinata con l'equazione:

$$V_{pl,Rd} = A_v \left( \frac{f_y}{\sqrt{3}} \right) / \gamma_{m0}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio che è funzione del tipo di profilo utilizzato per la trave in acciaio. Nel nostro caso di trave a doppio T, l'area resistente a taglio vale:

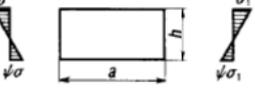
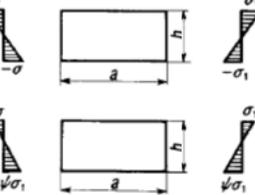
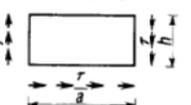
$$A_v = A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f$$

La verifica dell'imbozzamento dell'anima delle travi è stata, invece, eseguita secondo le indicazioni contenute nella CNR 10011, imponendo che:

$$\frac{\sigma_{cr,id}}{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}} \geq \beta_v$$

dove  $\sigma_1$  e  $\tau$  sono, rispettivamente, la tensione normale e tangenziale così come definite dal prospetto 7-VIII, mentre la tensione di confronto è valutata con l'equazione di Massonet:

$$\sigma_{cr,id} = \frac{\sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau^2}}{\frac{1 + \psi \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}}{4} + \sqrt{\left(\frac{3 - \psi \frac{\sigma_1}{\sigma_{cr}}}{4}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2}}$$

Numero d'ordine	Condizioni di carico del pannello	Tensioni ideali di imbozzamento*	$\alpha = \frac{a}{h}$	Coefficiente di imbozzamento
I	Tensione di compressione variabile linearmente $0 \leq \psi < 1$		$\alpha \geq 1$	$k_\sigma = \frac{8,4}{\psi + 1,1}$
			$\alpha < 1$	$k_\sigma = \left(\alpha + \frac{1}{\alpha}\right)^2 \frac{2,1}{\psi + 1,1}$
II	Tensione di compressione e trazione variabili linearmente, ma preponderante la tensione di compressione $-1 < \psi < 0$			$k_\sigma = 1 + \psi k_1 - \psi k_3 + 10 \psi (1 + \psi)$ dove: $k_1$ si ottiene dal caso I per $\psi = 0$ ; $k_3$ si ottiene dal caso III per $\psi = -1$
III	Tensione di compressione e trazione variabili linearmente, ma uguali i valori massimi di compressione e trazione $\psi = -1$ ovvero preponderante la tensione di trazione $\psi < -1$		$\alpha \geq \frac{2}{3}$	$k_\sigma = 23,9$
			$\alpha < \frac{2}{3}$	$k_\sigma = 15,87 + \frac{1,87}{\alpha^2} + 8,6 \alpha^2$
IV	Tensione tangenziale uniformemente distribuita		$\alpha \geq 1$	$k_\tau = 5,34 + \frac{4}{\alpha^2}$
			$\alpha < 1$	$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{\alpha^2}$

\* Per i valori della tensione di riferimento  $\sigma_{cr,0}$  vedere prospetto 7-IX

Fig. 25|Prospetto 7-VIII della CNR 10011 relativo ai coefficienti di imbozzamento

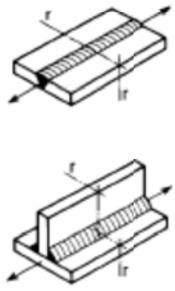
Anche per la verifica a fatica si è fatto ricorso alla normativa italiana, in particolare alla CNR 10016. Le ipotesi alla base di questa verifica sono:

1. Numero di cicli di carico pari a  $2 \times 10^6$
2. Valore dei carichi mobili ridotto del 50%
3. Esclusione del coefficiente dinamico
4. Esclusione dei carichi termici

Si è tenuto conto dello spessore del materiale utilizzando una tensione ammissibile ridotta calcolata come:

$$\Delta\sigma_A = \Delta\sigma_A^* \left(\frac{25}{t}\right)^{0,25}$$

I valori di  $\Delta\sigma_A^*$  sono desunti dal prospetto 8-VII di cui si riporta un esempio riferito ad una saldatura testa-testa a completa penetrazione eseguita in officina.

$\Delta\sigma_A^*$ N/mm <sup>2</sup>	Particolare strutturale (rr = sezione di rottura)	Indicazioni
<b>Gruppo II.1 – Particolari saldati – Giunti longitudinali</b>		
140		Saldatura automatica a piena penetrazione od a cordoni d'angolo esente da discontinuità longitudinali in superficie dovute ad arresti e riprese.

**Fig. 26** Estratto del prospetto 8-VII della CNR 10016

La verifica si esegue con l'equazione:

$$\gamma_s \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_A}{\gamma_m}$$

dove  $\gamma_s$  è il coefficiente di sicurezza per l'acciaio, assunto pari a 1,  $\gamma_m$  è un coefficiente riduttivo dei delta di resistenza che, a favore di sicurezza, viene assunto pari a 1,3,  $\Delta\sigma$  è l'escursione di tensione oggetto della verifica.

Infine il controllo delle deformazioni avviene secondo quanto riportato nell'Eurocodice 3 parte 1, eseguendo due controlli. La freccia massima è costituita da tre contributi:

$$\delta_{max} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_0$$

dove  $\delta_1$  è la freccia dovuta ai carichi permanenti,  $\delta_2$  è la freccia dovuta ai carichi variabili e  $\delta_0$  è la contrefreccia iniziale. L'Eurocodice pone le limitazioni riportate nella tabella seguente pertanto il codice effettua un primo controllo sulle frecce causate dai pesi propri e dai carichi permanenti, verificando la limitazione di 1/250 della luce; successivamente esegue un secondo controllo sulla freccia

causata dai carichi variabili, verificando la limitazione di 1/500 della luce della campata.

Condizioni	Limiti (vedere fig. 4.1)	
	$\delta_{max}$	$\delta_2$
Coperture in generale	L/200	L/250
Coperture praticate frequentemente da personale diverso da quello della manutenzione	L/250	L/300
Solai in generale	L/250	L/300
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	L/250	L/350
Solai che supportano colonne (a meno che lo spostamento sia stato incluso nella analisi globale per lo stato limite ultimo)	L/400	L/500
Dove $\delta_{max}$ può compromettere l'aspetto dell'edificio	L/250	--

Fig. 27|Limitazioni alla freccia richieste dall'Eurocodice 3

## La modellazione tridimensionale

Questo tipo di modellazione è intuitivamente più dettagliata e complessa e pertanto richiede tempi di elaborazione e di analisi nettamente maggiori; risulta, tuttavia, indispensabile quando la modellazione unifilare non è possibile. La struttura è rappresentata in ogni sua parte da un modello spaziale, costituito sia da elementi finiti di tipo *beam* (mondimensionali) che elementi di tipo *shell* (bidimensionali). La presenza di questo secondo tipo di elementi è causa di un notevole allungamento dei tempi di calcolo, pertanto l'obiettivo di questo tipo di modellazione deve per forza essere quello di una progettazione definitiva. Inoltre, mediante questo tipo di modellazione, è possibile cogliere effetti locali che la modellazione unifilare non permette.

A questa modellazione, oltre che per scelta, è necessario ricorrere quando non sono soddisfatte le ipotesi alla base della modellazione unifilare; ad esempio i ponti bi-trave, in cui l'assunzione di traversi infinitamente rigidi non può essere sempre accettata, oppure i ponti ad asse curvilineo in cui la componente centrifuga delle azioni non può essere trascurata.

### **Tipologie costruttive**

AutoBiD si occupa esclusivamente di ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo non puntellati, pertanto, non è applicabile al caso di altri schemi o altri materiali.

La soletta in calcestruzzo prevede un'armatura longitudinale, che può essere differente tra superiore e inferiore, e un'armatura trasversale definita come una frazione di quella longitudinale; all'interno del concio l'armatura, così come lo spessore della soletta, è costante, ma è libera di cambiare tra un concio e l'altro. Le travi longitudinali sono in acciaio con sezione a doppio T asimmetrica con la posizione dei giunti definita dall'utente. La connessione della trave con la soletta è realizzata con connettori a rigidità finita definibile dall'utente; inserendo opportuni valori è possibile ottenere una connessione con rigidità infinita. I traversi sono definiti unicamente come travi in acciaio con sezione a doppio T asimmetrica.<sup>2</sup> È possibile definire due tipologie differenti di diaframmi, una per le pile e una per le posizioni intermedie. All'attacco tra il diaframma e la trave longitudinale è previsto un irrigidimento, costituito da un piatto in acciaio, modellato per prevenire la perdita di forma della sezione dovuta all'andamento curvilineo del tracciato.

### **Tracciato plano-altimetrico**

Il tracciato plano-altimetrico della strada è definito dall'utente e va oltre i limiti del ponte stesso; definendo le coordinate delle spalle si definisce la posizione del ponte lungo il tracciato. Il codice permette di definire rettilinee, curve a raggio costante e clotoidi di transizione (non sono, quindi, possibili clotoidi di flesso) e allo stesso tempo livellette a pendenza costante e raccordi circolari.<sup>3</sup> Mentre la soletta segue l'andamento planimetrico del tracciato, le travi in acciaio seguono una poligonale, sia in senso altimetrico che planimetrico, sottesa dall'asse curvilineo in corrispondenza dei giunti dei conci.

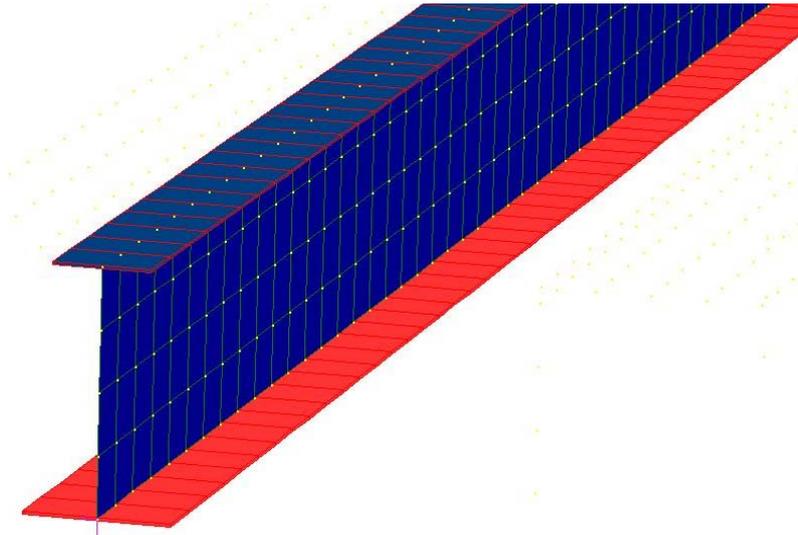
---

<sup>2</sup> In futuro il codice potrebbe implementare anche traversi di diversa tipologia, ad esempio reticolari.

<sup>3</sup> L'errore tra il raccordo circolare utilizzato e il più corretto raccordo definito da una cubica è minimo.

### **Elementi finiti**

Lo studio della modellazione di un ponte a struttura mista acciaio-calcestruzzo ad asse non rettilineo ha permesso di determinare quale modellazione degli elementi dell'impalcato si avvicini di più al reale comportamento della struttura. In particolare le travi in acciaio sono modellate come elementi BSB, cioè elementi *beam* per le piattabande ed elementi *shell* a quattro nodi per l'anima.



**Fig. 28** | Modellazione FEM della trave metallica

Poiché la soletta segue l'andamento planimetrico del tracciato e le travi restano invece rettilinee, al fine di rappresentare il collegamento tra trave e soletta la *mesh* della soletta, nella zona da collegare, deve seguire l'andamento delle travi. Tale collegamento è realizzato con elementi a sola rigidità assiale e tagliante, ma non rotazionale, per evitare problemi numerici locali, altrimenti presenti nel caso si adottino *link* rigidi. Inoltre, a causa dei fenomeni torsionali aggiuntivi dovuti alla curvatura orizzontale, si ha una distorsione dell'anima della trave che comporta un andamento delle tensioni non lineare; per ovviare a questo problema è sufficiente modellare gli irrigidimenti d'anima in corrispondenza dei diaframmi trasversali. Nella realtà gli irrigidimenti saranno presenti con passo regolare per impedire l'imbozzamento del pannello d'anima. I traversi possono essere modellati come semplici elementi *beam* poiché non sono vincolanti in sede progettuale. Si vuole rimarcare il fatto che, al momento, non sono considerati traversi diversi da travi rettilinee a doppio T. Può essere definito un tipo di vincolo esterno diverso per ogni spalla o pila e questo viene applicato a tutte le

travi dell'impalcato in quella sezione. Infine la fessurazione del calcestruzzo è tenuta in conto riducendo opportunamente il modulo elastico del calcestruzzo in prossimità delle pile intermedie per una lunghezza pari al 15% della lunghezza della campata corrispondente.

### ***I carichi***

Sono implementati nel codice i seguenti carichi:

- **Peso proprio strutturale:** calcolato automaticamente dal codice Straus7 con la funzione *Density*, definita dall'utente separatamente per l'acciaio e il calcestruzzo. Tale carico è applicato alla sola trave in acciaio in quanto, per ora, il codice prevede solamente il getto in opera su trave non puntellata.
- **Peso proprio non strutturale:** definito dall'utente separatamente per la carreggiata e per il marciapiede; è prevista la possibilità di definire uno spessore non strutturale aggiuntivo di calcestruzzo in corrispondenza dei marciapiedi. Il carico è applicato sulla sezione composta, a breve e lungo termine.
- **Ritiro impedito:** è modellato come pre-stress equivalente, applicato alla soletta, calcolato come prodotto della deformazione da ritiro, definita dall'utente, e il modulo elastico del calcestruzzo, calcolato a tempo infinito per tenere conto degli effetti viscosi. L'azione è riferita alla struttura a lungo termine.
- **Variazioni termiche:** si considerano solo variazioni termiche differenziali tra la parte superiore e inferiore della soletta; il gradiente termico è definito dall'utente e applicato su tutta la soletta. Poiché la variazione è giornaliera essa agisce sullo schema a breve termine.
- **Carico da folla:** modellato come un carico distribuito, è applicato su un solo marciapiede per massimizzare l'effetto sulla trave di riva. L'entità è desunta dall'Eurocodice, unica normativa per ora implementata nel codice.

- **Carico distribuito da traffico:** viene applicato sulle corsie utili della carreggiata. Il numero di corsie utili è calcolato con il metodo di Courbon, considerando esclusivamente le corsie che danno un contributo maggiorativo alla sollecitazione della trave oggetto di analisi.
- **Carico concentrato da traffico:** è valutato sulla base del veicolo convenzionale, costituito da due o più assi, a seconda della normativa. Ogni impronta di carico è schematizzata come un carico concentrato agente sulla soletta. Quando il veicolo entra in un tratto in curva, alla componente verticale si aggiunge la componente orizzontale dovuta alla forza centrifuga.

### ***Fasi di costruzione***

Lo stato tensionale di un ponte dipende fortemente dalla storia di carico cui è sottoposta; pertanto è necessario identificare le diverse fasi di vita dell'impalcato.

La prima fase (tempo zero) corrisponde alla fase di getto della soletta sulle travi non puntellate, per cui il peso proprio della soletta e della trave stessa agisce sulla sola trave metallica.

La seconda fase (tempo 28 giorni) corrisponde alla maturazione del calcestruzzo e alla conseguente applicazione dei carichi della sovrastruttura, delle deformazioni termiche e del traffico. Queste azioni gravano sulla sezione composta acciaio-calcestruzzo con il modulo istantaneo del conglomerato. Alle sollecitazioni di questa fase vanno sommate quelle della prima fase.

Nella terza fase (tempo infinito) si considerano scontati i fenomeni lenti, dunque resta definita una sezione a lungo termine caratterizzata da un modulo elastico del calcestruzzo ridotto per tenere conto dell'effetto viscoso. Si rivalutano quindi le sollecitazioni delle azioni a lungo termine, ovvero i pesi propri e il ritiro impedito, e si sommano alle sollecitazioni dei carichi a breve termine, cioè deformazioni termiche e traffico, valutati ovviamente nella sezione a breve termine.

### **Verifiche**

Al momento sono implementate solo le verifiche allo Stato Limite Ultimo, con esclusione della verifica a fatica.

La soletta è verificata come sezione in cemento armato al secondo stadio<sup>4</sup>; le sollecitazioni sono di presso-flessione in direzione parallela alla direzione del ponte e di flessione semplice in direzione trasversale.

Per tutte le parti in acciaio si è considerato lo stato limite elastico: le ali delle travi longitudinali sono verificate a flessione composta, poiché sono sollecitate a sforzo normale (derivante dalla flessione della trave) e momento trasversale (dovuto alla torsione secondaria). Sull'anima delle travi si considera la tensione ideale alla Von Mises, per tenere conto della contemporanea presenza di taglio e flessione, la si confronta con la tensione di snervamento.

Non sono previste verifiche delle pile o dei connettori.

### **Vantaggi e svantaggi**

La modellazione monodimensionale ha sicuramente il vantaggio di limitare l'onere computazionale e di conseguenza i tempi di analisi. Se l'obiettivo è quello di avere un predimensionamento su cui poi sviluppare il progetto in maniera tradizionale, allora la modellazione unifilare rappresenta un ottimo strumento. Se, al contrario, si vuole un maggiore livello di dettaglio e si vogliono cogliere anche aspetti locali o verificare gli elementi secondari, allora è necessario passare ad una modellazione tridimensionale. Questo passaggio è necessario anche qualora non siano rispettate le ipotesi generali descritte in precedenza per la modellazione monodimensionale.

L'analisi tridimensionale però non contempla, almeno per il momento, la verifica a fatica, presente invece nel caso monodimensionale, così come le verifiche di instabilità e di deformabilità. Un importante vantaggio della modellazione tridimensionale, a volte sottovalutato, è la possibilità di calcolare

---

<sup>4</sup> Calcestruzzo non reagente a trazione, calcestruzzo e acciaio in campo elastico.

con precisione gli effetti del ritiro in zona fessurata, cosa che con il metodo di Morsch non è possibile.

# Capitolo 4

## *Test del codice*

### **Generalità**

La prima parte della tesi è dedicata allo studio del funzionamento del codice attraverso l'analisi del comportamento di alcune parti del ponte modellato tramite AutoBiD. Si prevede la definizione di un ponte tipo a campata singola e uno a doppia campata su cui basare il lavoro di analisi delle funzionalità del codice; quindi, una volta ottenuti gli output, questi verranno interpretati, alla luce delle limitazioni conosciute riguardanti il codice, per poter valutare la presenza di eventuali errori dovuti sia alla scrittura del codice, sia ad eccessive approssimazioni o mancanza di verifiche che possano pregiudicare l'attendibilità dei risultati.

In questa fase, inoltre, sono state apportate alcune modifiche al codice per una migliore gestione degli output della modellazione tridimensionale, aggiungendo un file *.xml* (eXtensible Markup Language) in cui è possibile visualizzare, mediante un grafo ad albero, le sollecitazioni di ogni elemento del modello 3D, scelta la combinazione di carico e la posizione dell'asse di carico.

### **Modifiche iniziali al codice**

Le prime modifiche sono state effettuate sulla base della conoscenza della struttura del codice e ragionando sulle conseguenze che una modellazione, basata su tale struttura, ha sul risultato finale, in particolare in un processo di ottimizzazione. Queste modifiche, pertanto, precedono le analisi che, come si vedrà, condurranno alla scoperta di altri errori o mancanze su cui si interverrà adeguatamente, con le opportune modifiche al codice stesso.

Come si è visto nel capitolo dedicato alla presentazione del codice e alla modellazione del ponte che tale codice esegue, l'armatura trasversale è definita come percentuale dell'armatura longitudinale; quest'ultima definita, invece, in maniera indipendente. Tale scelta, però, è risultata errata e potenzialmente

dannosa per la ricerca dell'ottimo. Definire l'armatura trasversale in funzione della longitudinale è innanzitutto errato poiché si avrebbe armatura trasversale in quantità differenti lungo il ponte al variare dell'armatura longitudinale; tuttavia, lo schema statico utilizzato per dimensionare la soletta e l'armatura in direzione trasversale, costituito da una trave continua su più appoggi, rappresentati dalle travi metalliche, e con due sbalzi alle estremità, si ripete uguale per tutta la lunghezza del ponte necessitando quindi dello stesso quantitativo di armatura in ogni punto. Dunque, se l'armatura trasversale, definita in funzione della minima armatura longitudinale presente è pari al quantitativo minimo necessario per la verifica della soletta in direzione trasversale, allora, spostandosi in zone con quantitativi maggiori di armatura longitudinale, si noterà una quantità di armatura trasversale in eccesso. L'unico risultato che si otterrà sarà un maggior peso, peraltro ingiustificato, e quindi un maggior costo.

Inoltre, nel caso si esegua un processo di ottimizzazione, questo risulterà falsato a causa proprio dell'interazione esistente tra il quantitativo di armatura longitudinale e quello trasversale. Se, infatti, la percentuale fissata per definire l'armatura trasversale fosse troppo bassa, allora l'ottimizzatore, al fine di soddisfare le verifiche della soletta in direzione trasversale, avrebbe la tendenza ad aumentare la quantità di acciaio longitudinale fino a raggiungere un quantitativo di armatura trasversale sufficiente a soddisfare le verifiche richieste, ovviamente determinando una sovrabbondanza di armatura longitudinale. Allo stesso tempo, se l'armatura trasversale non fosse ancora sufficiente, poiché l'armatura longitudinale ha raggiunto il limite superiore dell'intervallo di ottimizzazione e la percentuale di armatura trasversale è troppo piccola, il codice sarebbe costretto ad aumentare il numero delle travi, al fine di ridurre l'interasse tra le stesse e, di conseguenza, le sollecitazioni nella soletta.

Infine, ma non per questo meno importante, è necessario sottolineare come l'armatura longitudinale e quella trasversale dipendano da fattori diversi: la prima è legata, infatti, alla luce, alla posizione del carico e alla posizione della sezione da verificare. La seconda dipende dall'interasse tra le travi, a sua volta legato al

numero delle travi e allo sbalzo all'estremità della sezione di implacato, e dalla posizione trasversale del carico.

Vista la difficoltà di determinare un valore della percentuale di armatura trasversale in grado di evitare questi problemi, è stato modificato il codice introducendo la possibilità di inserire l'armatura trasversale, divisa in superiore e inferiore, in maniera indipendente dall'armatura longitudinale.

La seconda criticità individuata riguarda l'ottimizzatore che, inizialmente, basava il processo nell'ottica di minimizzare il peso della carpenteria metallica senza tenere conto della soletta in calcestruzzo e dell'armatura, sia longitudinale che trasversale. Questa assunzione determinava la tendenza ad aumentare lo spessore della soletta e la quantità di armatura determinando così la riduzione delle dimensioni delle travi. Infatti la soletta e l'armatura avevano un effetto positivo nella determinazione della resistenza della sezione, senza, però, subire una penalizzazione per via del peso maggiore che essi comportavano.

Per superare questa limitazione si è nuovamente modificato il codice, nella parte relativa alla modellazione tridimensionale, intervenendo sulla funzione di *fitness*, non più riferita al peso della carpenteria metallica, ma ai pesi di tutte le componenti strutturali, adeguatamente ponderate in funzione del loro costo sul mercato. Si è dunque giunti ad una funzione di costo che l'ottimizzatore tende a minimizzare, così da determinare la soluzione il cui costo dei materiali è minore. Tale costo dei singoli materiali può essere definito dall'utente nei file di input; per le analisi della presente tesi sono stati adottati i seguenti valori:

- Acciaio per carpenteria metallica: 2500 €/ton
- Calcestruzzo: 55 €/ton
- Acciaio per armature: 1790 €/ton

Resta, comunque, la possibilità all'utente di assegnare un valore nullo al costo di uno o più dei materiali così da trascurare la relativa componente nel processo di ottimizzazione.

Un ulteriore limite presente nella versione iniziale del codice era l'impossibilità di considerare la presenza di lastre *predalles*, necessarie ad offrire una resistenza sufficiente a riprendere le sollecitazioni indotte dal peso proprio del calcestruzzo appena gettato e quindi non in grado di riprendere sforzi. La presenza delle *predalles* non è tenuta in considerazione per effettuare verifiche su di esse, ma comporta una maggiore distanza tra i baricentri della trave metallica e della soletta e, di conseguenza, una variazione delle caratteristiche geometriche. Tale variazione si riflette poi sul calcolo del baricentro della sezione composta, dei momenti statici e dei momenti di inerzia e quindi sulle tensioni agenti nella sezione. Sulla base di tali considerazioni è stato modificato il codice permettendo all'utente di inserire lo spessore delle lastre *predalles* nei file di input; di base tale valore è di 5 cm.

## **Analisi della soletta**

La prima analisi ha riguardato un ponte a campata unica, le cui caratteristiche saranno elencate nei paragrafi successivi, al fine di comprendere il funzionamento del codice, attraverso un'analisi delle sollecitazioni nelle varie combinazioni. L'attenzione è in particolare mirata a studiare il comportamento della soletta in calcestruzzo, poiché risulta essere la parte più complessa del modello; essa, infatti, presenta un considerevole numero di *mesh*, diverse sollecitazioni e verifiche, perciò effettuare la valutazione della soletta esclusivamente mediante il coefficiente di utilizzazione risulta riduttivo. Infatti, una prima analisi, limitata allo studio dei coefficienti di utilizzazione, ha dato risultati difficilmente comprensibili e, a prima vista, paradossali. Si è quindi deciso di indagare in maniera più approfondita il comportamento della soletta.

Per fare ciò si è deciso di lavorare in modalità *single run* fissando tutte le caratteristiche del ponte e, una volta ottenuti i risultati, estrapolare le sollecitazioni per alcuni elementi caratteristici della soletta.

### ***Caratteristiche dei materiali***

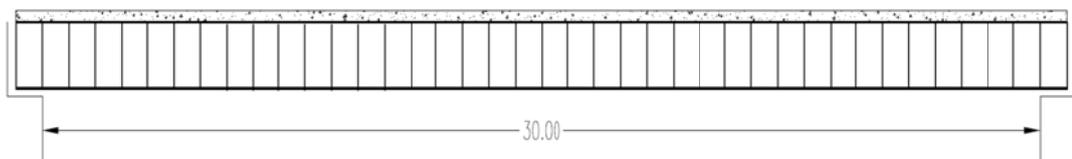
La scelta dei materiali è quella che più si avvicina ai valori tipici usati nella reale progettazione dei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo, ovvero:

- Calcestruzzo C35/45;  $R_{ck} = 45$  MPa
- Acciaio da carpenteria S355;  $f_y=355$  MPa,  $f_t=510$  MPa
- Barre di armatura lenta B450C;  $f_y=450$  MPa,  $f_t=540$  MPa

Per tenere conto degli effetti a lungo termine il coefficiente di riduzione del modulo elastico è assunto pari a 3, mentre la deformazione da ritiro è assunta pari a  $3 \times 10^{-4}$ .

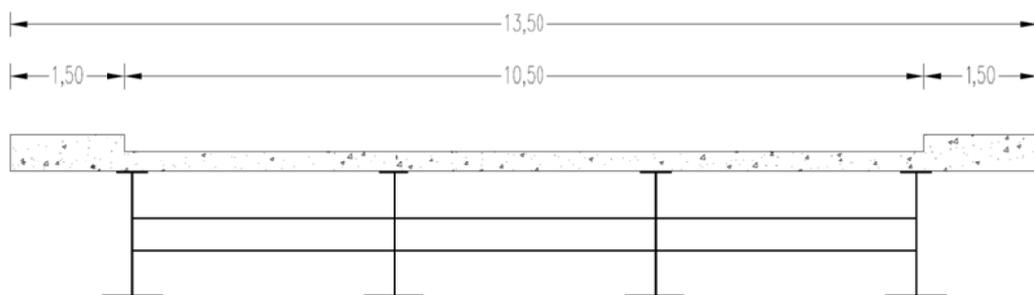
### **Caratteristiche geometriche**

Il ponte utilizzato per l'analisi è a campata unica di luce 30m, la larghezza dell'impalcato è di 13,5 m costituita da una carreggiata di 10,5 m, corrispondente ad una categoria di strada C1, e due marciapiedi di 1,5 m. Lo spessore della soletta di impalcato è di 25 cm e presenta un rialzo, in corrispondenza dei marciapiedi, di 20 cm; sopra la soletta in calcestruzzo è presente una finitura in conglomerato bituminoso di 10 cm sulla carreggiata e di 5 cm sui marciapiedi.

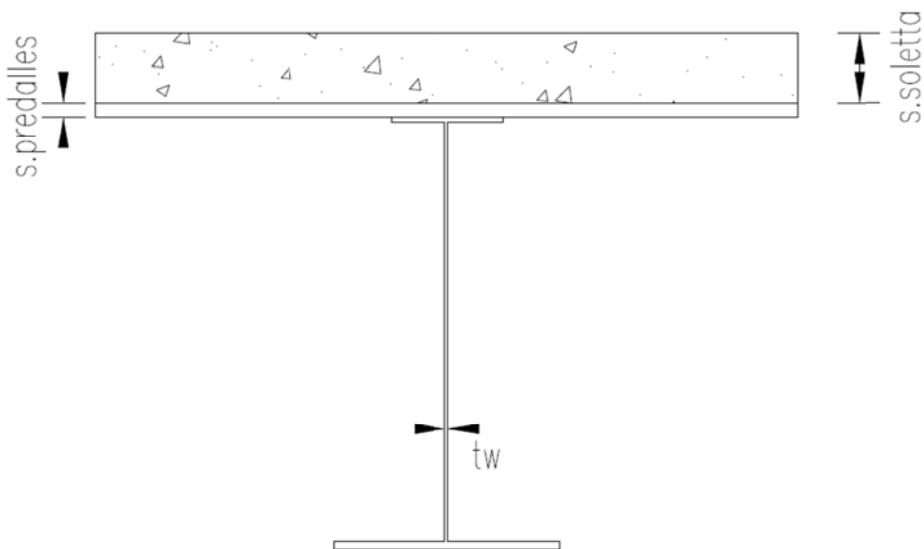


**Fig. 29** Prospetto del ponte utilizzato per il test del codice

Le travi metalliche sono 4 e posizionate in maniera tale che le travi di riva si trovino a 1,5 m dal bordo dell'impalcato; l'interasse travi è quindi di 3,5 m. L'altezza delle travi è di 2 m con l'anima spessa 20 mm; l'ala superiore è larga 80 cm e spessa 20 mm mentre l'ala inferiore è anch'essa larga 80 cm, ma spessa 25 mm.



**Fig. 30** Sezione dell'impalcato del ponte utilizzato per il test del codice



**Fig. 31** Particolare della sezione resistente a momento positivo, riferita alla singola trave

L'impalcato, costituito da 3 conci di 10 m ciascuno, è vincolato ad un'estremità nei confronti di tutti i tre spostamenti e, in corrispondenza dell'altra estremità, nei confronti dello spostamento in direzione verticale e in direzione trasversale. I vincoli rotazionali necessari sono automaticamente definiti vincolando correttamente gli spostamenti.



**Fig. 32** Suddivisione in conci del ponte

Oltre ai diaframmi alle estremità, che vengono inseriti automaticamente dal codice, sono stati aggiunti tre diaframmi intermedi con sezione a doppio T, comunque poco influenti sul risultato finale, alle coordinate 7,5 m, 15 m e 22,5 m.

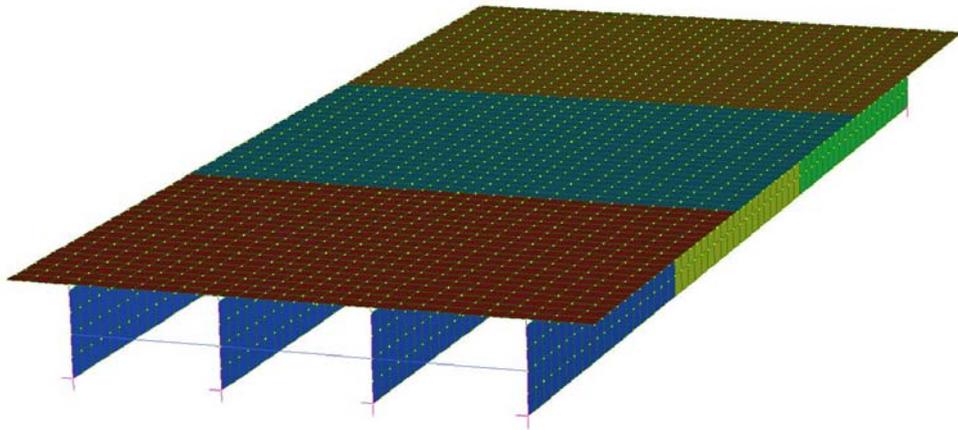


Fig. 33|Modello del ponte generato da Straus7

### **Combinazioni di carico**

Per una miglior comprensione delle diverse componenti che influiscono sul risultato finale sono state individuate 4 combinazioni di carico da analizzare, con i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza; in questo modo è possibile scindere il contributo dei diversi carichi al risultato finale.

#### SLU6

Corrisponde alla normale verifica allo Stato Limite Ultimo a tempo infinito, avendo quindi scontato gli effetti a lungo termine di viscosità e ritiro. I coefficienti parziali utilizzati sono i seguenti:

- Permanenti strutturali	$G_{k1}=1,35$
- Permanenti non strutturali	$G_{k2}=1,35$
- Ritiro	$S=1,0$
- Variazione termica	$T_k=1,0$
- Carichi da traffico distribuiti	$UDL_k=1,5$
- Carichi da traffico concentrati	$TS_k=1,5$
- Folla	$q_{fk}=1,5$

#### SLU7

In questa combinazione fittizia si considera nullo l'effetto del ritiro, ponendo il corrispondente coefficiente parziale di sicurezza pari a 0. I coefficienti parziali utilizzati sono, dunque, i seguenti:

- Permanenti strutturali  $G_{k1}=1,35$
- Permanenti non strutturali  $G_{k2}=1,35$
- Ritiro  $S=0$
- Variazione termica  $T_k=1,0$
- Carichi da traffico distribuiti  $UDL_k=1,5$
- Carichi da traffico concentrati  $TS_k=1,5$
- Folla  $q_{fk}=1,5$

### SLU8

A differenza della combinazione di carico precedente, in questa si è deciso di annullare l'effetto della variazione termica; i coefficienti parziali utilizzati sono:

- Permanenti strutturali  $G_{k1}=1,35$
- Permanenti non strutturali  $G_{k2}=1,35$
- Ritiro  $S=1,0$
- Variazione termica  $T_k=0$
- Carichi da traffico distribuiti  $UDL_k=1,5$
- Carichi da traffico concentrati  $TS_k=1,5$
- Folla  $q_{fk}=1,5$

### SLU9

In questa combinazione, infine, sono stati trascurati sia il ritiro che la variazione termica, lasciando agire, oltre ai carichi permanenti, esclusivamente i carichi da traffico. I coefficienti parziali utilizzati sono:

- Permanenti strutturali  $G_{k1}=1,35$
- Permanenti non strutturali  $G_{k2}=1,35$
- Ritiro  $S=0$
- Variazione termica  $T_k=0$
- Carichi da traffico distribuiti  $UDL_k=1,5$
- Carichi da traffico concentrati  $TS_k=1,5$
- Folla  $q_{fk}=1,5$

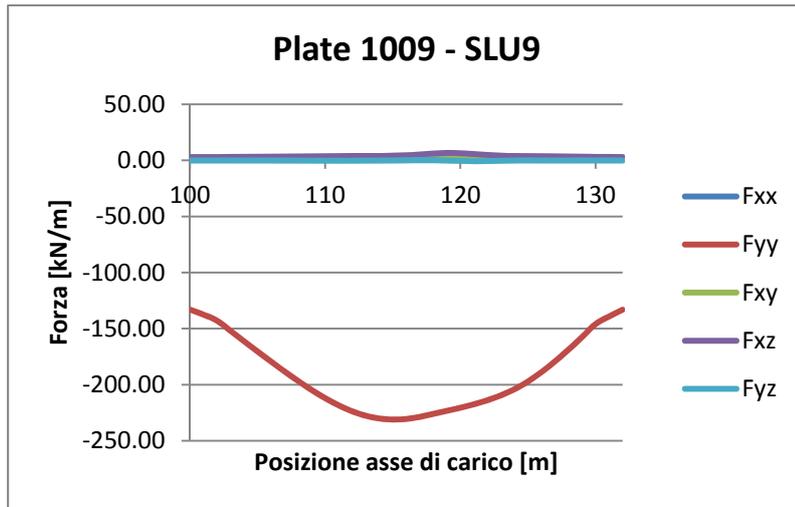
### ***Analisi dei risultati***

L'analisi dei risultati ha evidenziato alcune criticità e particolarità che verranno ora esaminate singolarmente. L'analisi, si rammenta, è focalizzata sullo studio della soletta in calcestruzzo e dell'armatura lenta, pertanto si è trascurato l'esame della carpenteria metallica.

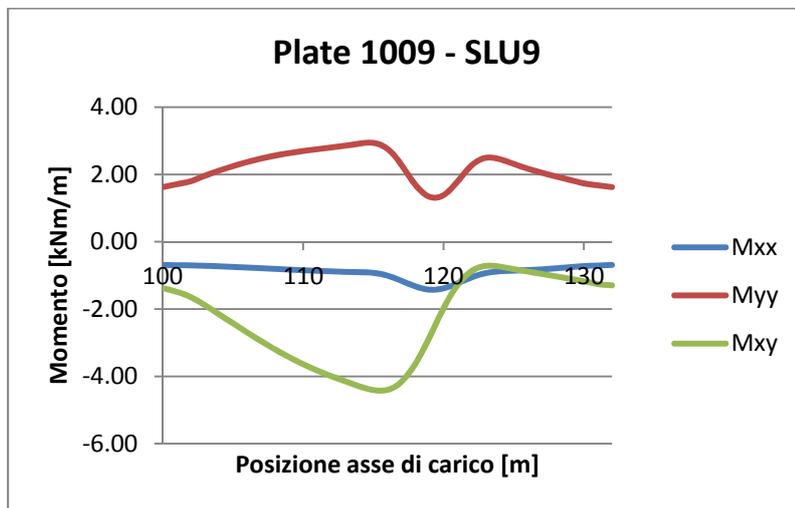
Dall'analisi dei file di output si è inizialmente notato che, per i conci di estremità, l'armatura longitudinale è maggiormente sollecitata in prossimità degli appoggi, dove, in realtà, ci si aspetterebbe una sollecitazione minima trattandosi di una zona con momento flettente circa nullo. Questo picco di tensione, però, è dovuto a fenomeni locali presenti all'estremità dell'impalcato; le *mesh* posizionate sul bordo, infatti, godono di una minore rigidità legata al fatto che su uno dei 4 lati non sono vincolate dalla presenza delle altre *mesh*. Tale comportamento va tenuto in debito conto per non sovradimensionare l'armatura longitudinale dell'intero impalcato, trattandosi, appunto, di un fenomeno locale limitato all'estremità dell'impalcato.

Per quanto riguarda il concio centrale che, in quanto lontano dalle estremità, non è affetto dai problemi locali evidenziati, si sono considerate 2 *mesh*: la numero 1009, collocata all'estremità laterale dell'impalcato, e la 1021, collocata, invece, al centro. Per entrambe sono state estratte le sollecitazioni, per ognuna delle quattro combinazioni definite in precedenza, all'avanzare dell'asse di carico.

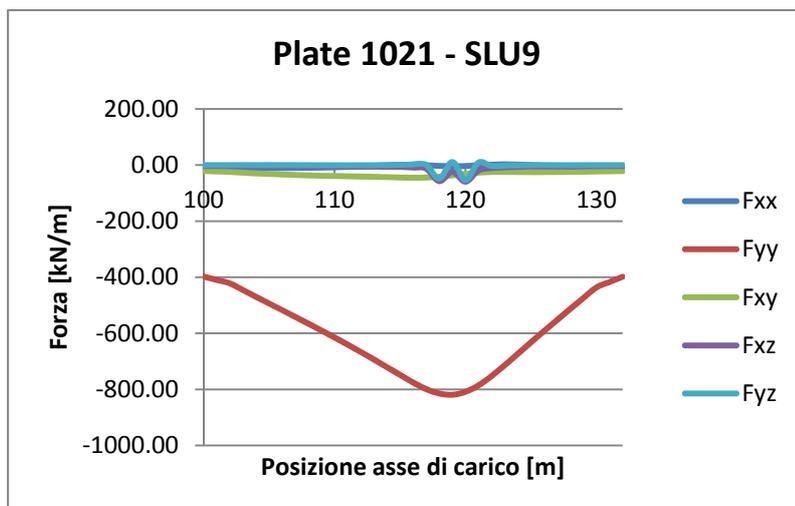
Si consideri, innanzitutto, la combinazione denominata SLU9, che rappresenta le sollecitazioni dovute ai carichi permanenti e al traffico, tralasciando quindi gli effetti del ritiro e della viscosità; è ovviamente una combinazione fittizia, che non ha riscontri reali, ma che risulta comunque utile ai fini della comprensione dei risultati.



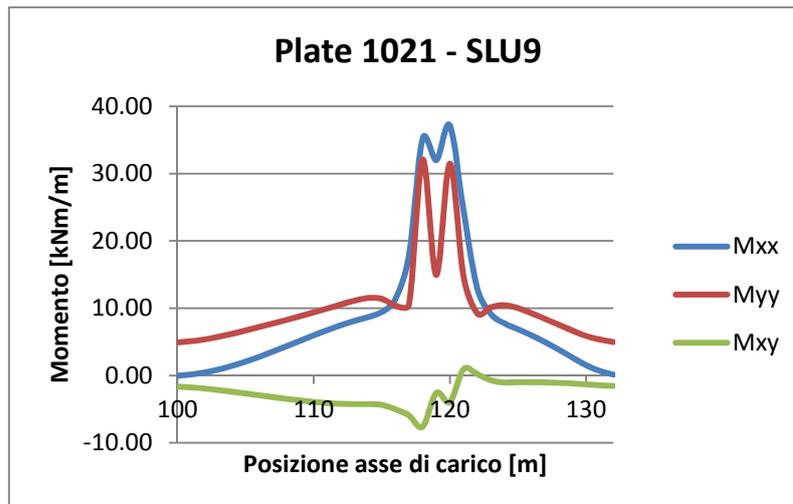
**Grafico 1** | Forze agenti nella *mesh* 1009 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU9



**Grafico 2** | Momenti agenti nella *mesh* 1009 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU9



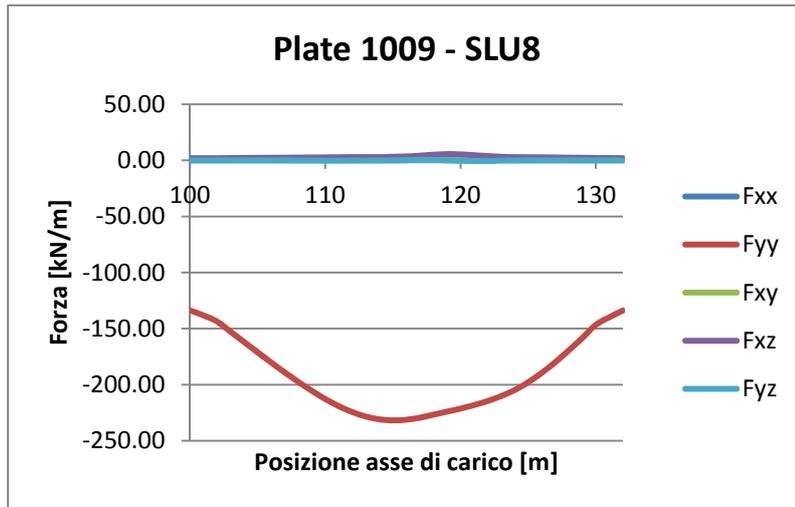
**Grafico 3** | Forze agenti nella *mesh* 1021 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU9



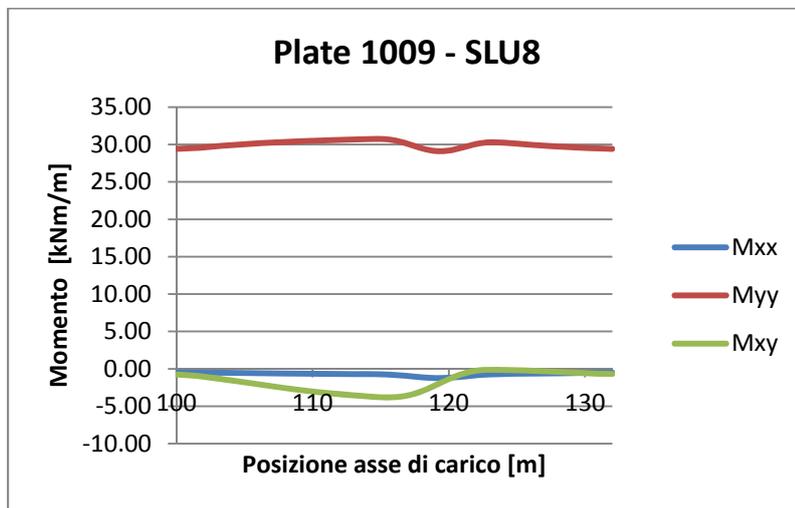
**Grafico 4** Momenti agenti nella *mesh* 1021 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU9

Considerando la forza  $F_{yy}$ , cioè la forza che agisce in direzione longitudinale sulla soletta di impalcato, si nota che l'elemento posto al centro ha una forza di compressione di circa 400 kN quando l'asse di carico si trova all'estremità del ponte; l'elemento posto sul bordo, invece ha uno sforzo di compressione di circa 130 kN; tale differenza, inoltre, risulta più ampia quando l'asse di carico si trova in prossimità degli elementi considerati, ovvero approssimativamente in mezzeria. Tale differenza può essere spiegata con il fenomeno dello *shear-lag* per cui la distribuzione delle tensioni non è costante sulla larghezza dell'impalcato.

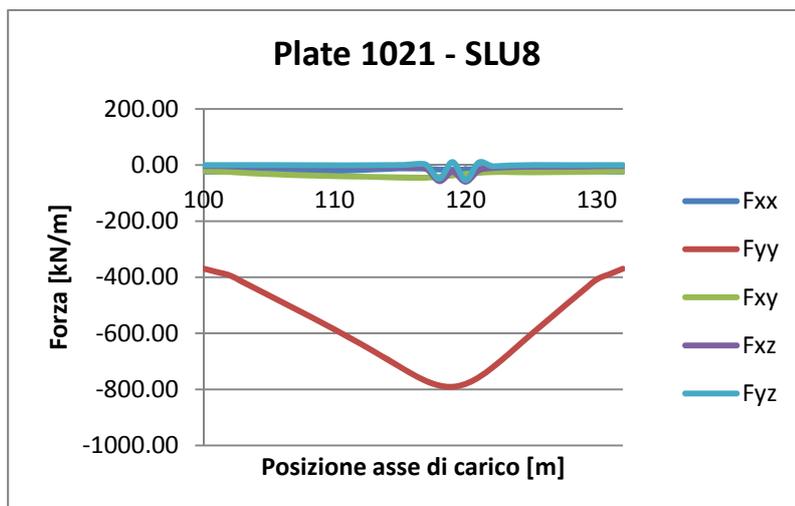
Prendendo in esame la combinazione denominata SLU8 si può valutare il contributo delle variazioni termiche sul comportamento globale dell'impalcato. Si nota come il contributo della variazione termica lasci invariate le forze agenti, rispetto al caso precedente di combinazione SLU9; al contrario, modifica i momenti flettenti, pressoché della stessa quantità, per entrambi gli elementi; tale comportamento è in linea con quanto ci si aspetta dalla teoria. Infatti, una variazione termica lineare, rappresentante l'effetto dell'irraggiamento solare, genera un allungamento delle fibre superiori inducendo nella struttura una deformazione analoga a quella del momento flettente, lasciando, invece, pressoché inalterato lo sforzo normale.



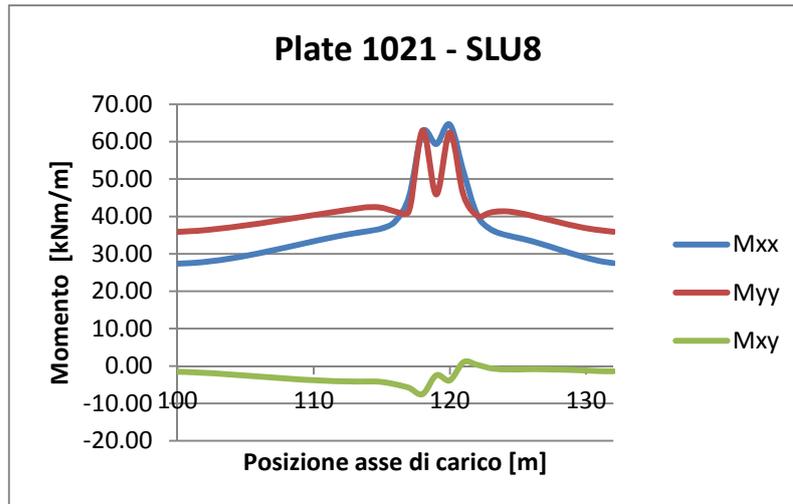
**Grafico 5** | Forze agenti nella *mesh* 1009 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU8



**Grafico 6** | Momenti agenti nella *mesh* 1009 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU8

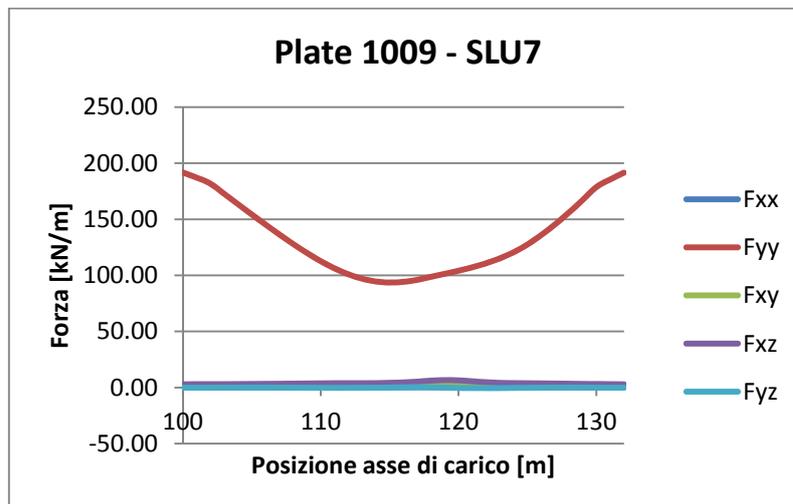


**Grafico 7** | Forze agenti nella *mesh* 1021 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU8

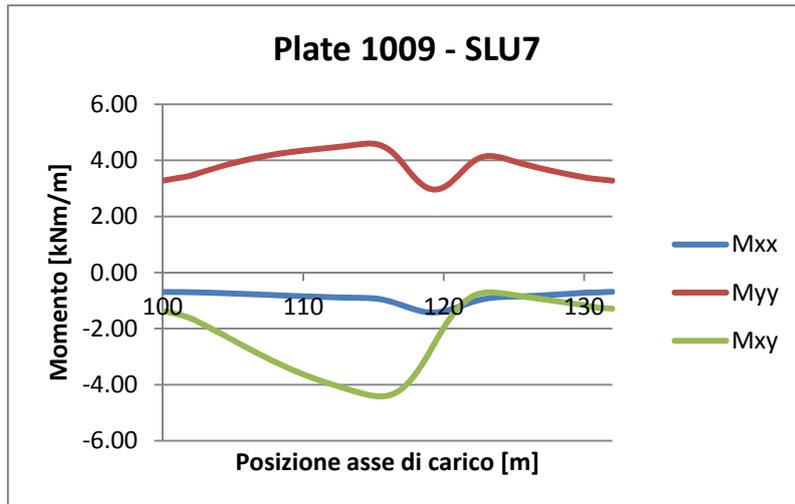


**Grafico 8** | Momenti agenti nella *mesh* 1021 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU8

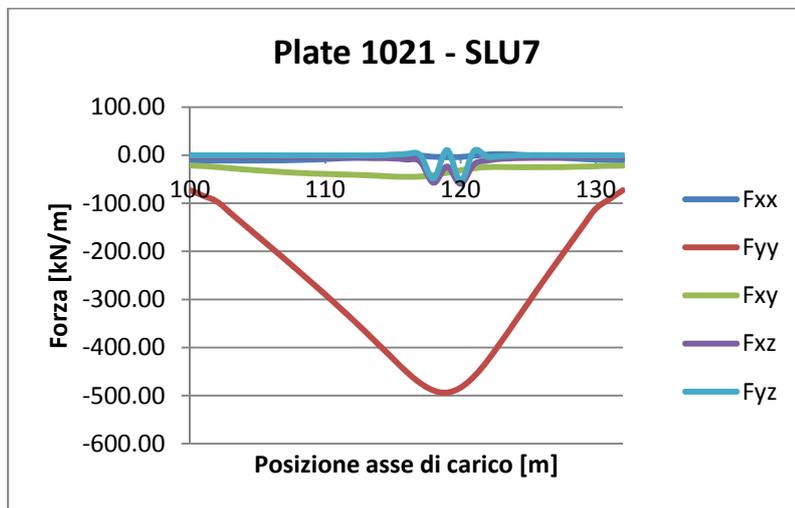
Analogamente, considerando la combinazione di carico SLU7, è possibile valutare il singolo contributo del ritiro. Anche in questo caso, ponendo a confronto le forze e i momenti rispetto alla combinazione di carico SLU9, si nota che l'effetto del ritiro provoca una variazione dello sforzo normale longitudinale, costante per entrambi gli elementi, mentre lascia invariati i momenti flettenti. Anche in questo caso il comportamento registrato è coerente con quanto ci si aspettava in base alla teoria.



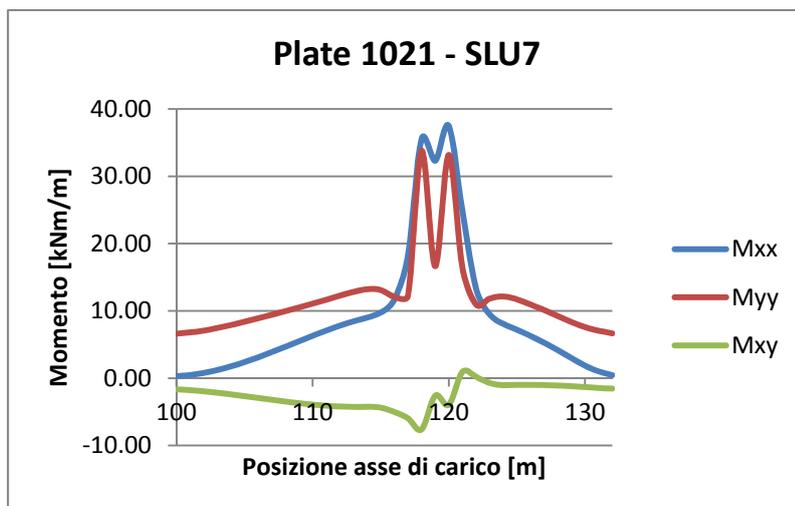
**Grafico 9** | Forze agenti nella *mesh* 1009 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU7



**Grafico 10** | Momenti agenti nella *mesh* 1009 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU7

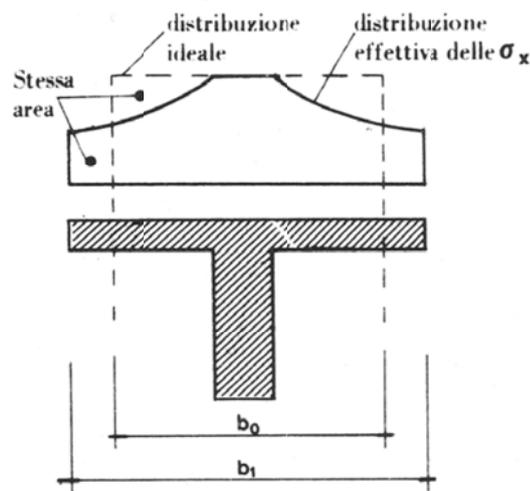


**Grafico 11** | Forze agenti nella *mesh* 1021 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU7



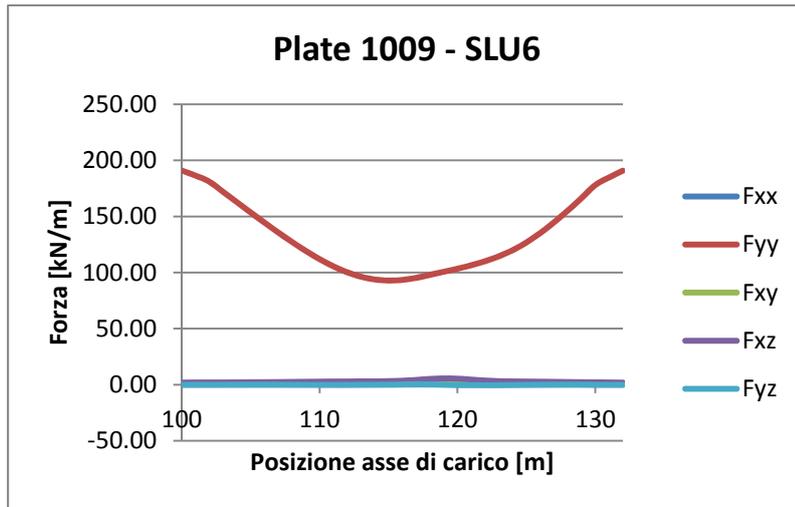
**Grafico 12** | Momenti agenti nella *mesh* 1021 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU7

Considerando, infine, la combinazione SLU6, essa rappresenta la somma dei vari contributi e quindi la verifica allo Stato Limite Ultimo richiesta dalla Normativa. Dall'analisi incrociata dei grafici presentati si evince come le sollecitazioni indotte dai carichi da traffico comportino una compressione longitudinale della soletta in calcestruzzo e un momento flettente positivo al centro dell'impalcato e un momento negativo sul bordo a causa dell'effetto piastra, mentre il ritiro comporta una trazione, sostanzialmente uniforme, della soletta.

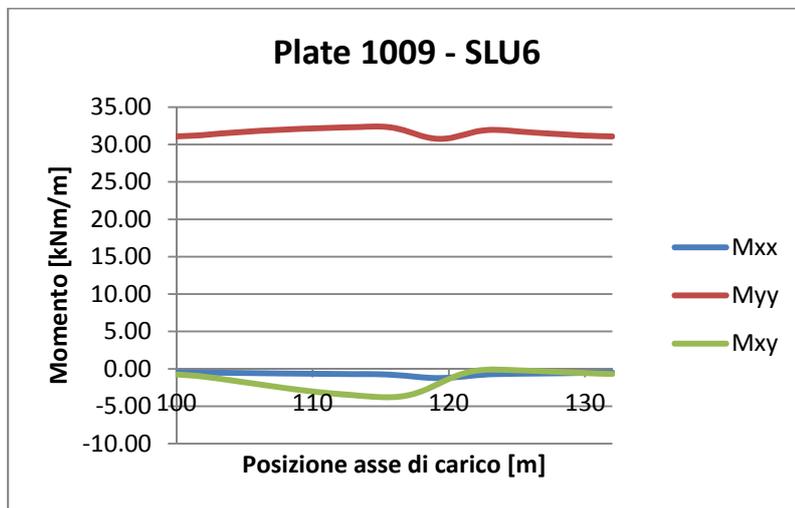


**Fig. 34** Distribuzione delle tensioni per effetto *shear-lag*

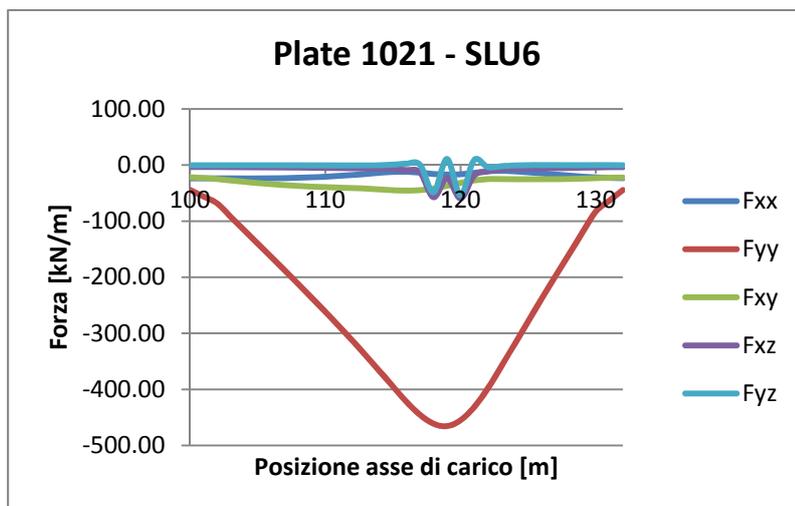
Risulta quindi evidente che l'elemento di soletta posto al centro dell'impalcato, poiché maggiormente influenzato dagli assi di carico per effetto dello *shear-lag*, resti comunque compresso vista la maggior influenza del carico da traffico rispetto al ritiro. Diversamente, l'elemento di bordo, che come si è visto in precedenza risulta influenzato dallo *shear-lag* in maniera decisamente minore, risulta essere teso a causa di una maggiore influenza del ritiro sulla sollecitazione finale.



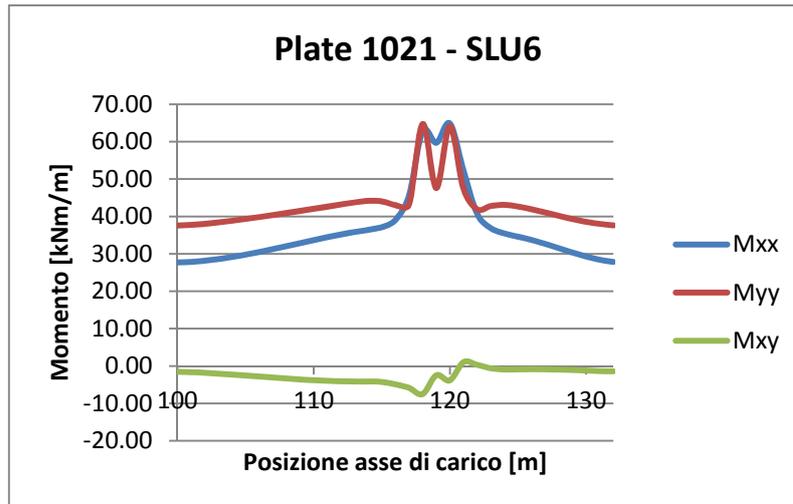
**Grafico 13** Forze agenti nella *mesh* 1009 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU6



**Grafico 14** Momenti agenti nella *mesh* 1009 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU7



**Grafico 15** Forze agenti nella *mesh* 1021 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU6



**Grafico 16** | Momenti agenti nella *mesh* 1021 al variare della posizione dell'asse di carico nella combinazione SLU6

Un altro particolare che è possibile notare dall'analisi dei grafici, è il fatto che il momento flettente in direzione longitudinale e quello in direzione trasversale siano confrontabili, in corrispondenza della posizione dell'asse di carico. Il momento flettente longitudinale è dovuto alla distribuzione globale dei carichi più una quota parte del momento trasversale a causa dell'effetto piastra, mentre quello trasversale è dovuto alla distribuzione locale. Il raggiungimento di valori simili è stato verificato con un calcolo manuale: si è innanzitutto determinata la sollecitazione sulla trave di riva secondo il metodo di Courbon, quindi si è determinata la componente di tale sollecitazione spettante alla soletta, sulla base della relazione seguente, rappresentante l'uguaglianza delle curvature:

$$\frac{M_{tot}}{E_s J_{id}} = \frac{M_{cls}}{E_c J_{cls}} = \frac{M_a}{E_s J_s}$$

$$M_{cls} = \frac{E_c J_{cls}}{E_s J_{id}} M_{tot}$$

Si è quindi calcolato il momento flettente in direzione trasversale e aggiunto il 25% di tale valore al momento della soletta calcolato con la precedente equazione. Questa aggiunta rappresenta l'effetto piastra per cui, nella progettazione tradizionale, si considera sempre una quota di momento longitudinale pari al 25% di quello trasversale. Il risultato finale ha dato un valore

dello stesso ordine di grandezza di quello ricavato dall'analisi svolta da AutoBiD, confermando quindi i risultati presentati nei grafici del presente capitolo.

In conclusione, quindi, la condizione peggiore di trazione si ha sull'elemento di bordo per la combinazione SLU6 con carico all'appoggio, mentre la condizione peggiore di compressione si ha sull'elemento al centro per la combinazione di carico SLU9 con carico in mezzzeria. Tuttavia, come si è già messo in evidenza, la combinazione di carico SLU9 non è fisicamente possibile, in quanto a tempo infinito il ritiro si è comunque sviluppato, quindi l'unica maniera per non considerare il ritiro è utilizzare la combinazione di carico a 28 giorni. Un'analisi in questa combinazione di carico, tuttavia, non risulta vincolante per la verifica globale della soletta di impalcato; in aggiunta si consideri anche che a 28 giorni il rapporto di rigidezza tra il calcestruzzo e l'acciaio è maggiore, poiché non sono ancora sviluppati i fenomeni viscosi, quindi anche lo *shear-lag* è meno influente.

Questi risultati spiegano il comportamento, a prima vista strano e paradossale, per cui nei file di Output forniti dal codice AutoBiD, risultava più vincolante, per l'intero concio, la trazione dell'elemento di bordo con l'asse di carico in prossimità dell'appoggio, piuttosto che la compressione dell'elemento centrale.

## Il ponte a due campate

In seguito alla prima analisi sul ponte a campata unica, si è deciso di analizzare un ponte con le stesse caratteristiche geometriche del precedente, ma costituito da due campate, ciascuna di 30 m di luce. I conci, in questo caso, sono 7: i due conci di estremità di lunghezza pari a 5 m, i rimanenti di 10m ciascuno. In questo modo non viene effettuata nessuna giunzione in prossimità della pila, in una zona di massimo momento.

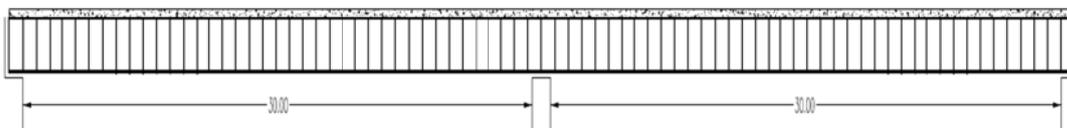
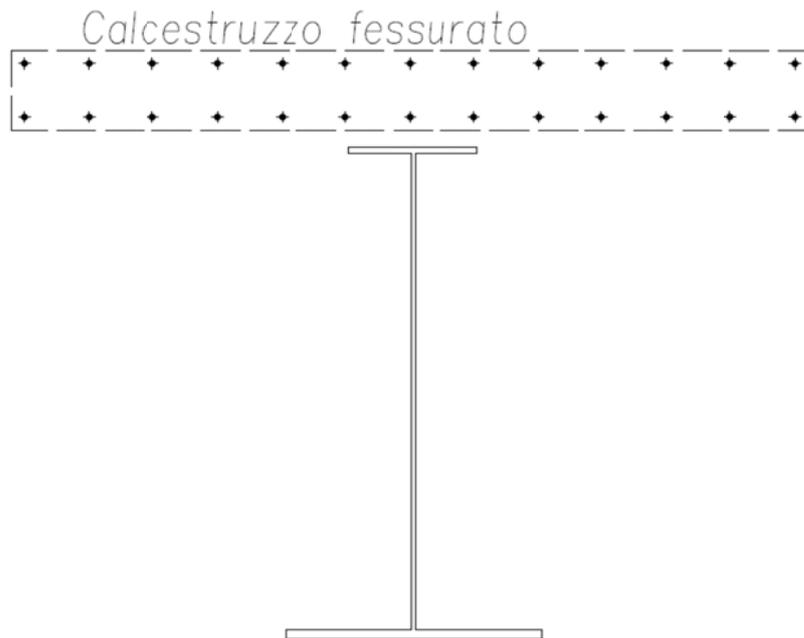


Fig. 35|Prospetto del ponte a due campate utilizzato per il test del codice



**Fig. 36** |Suddivisione in conci del ponte a due campate

L'obiettivo dell'analisi è di estendere le considerazioni fin qui ricavate ad un ponte con un diverso schema statico. Un ponte che presenta più campate, infatti, è soggetto ad un momento negativo in prossimità delle pile che provoca la fessurazione del calcestruzzo della soletta, la quale, di conseguenza, non è in grado di riprendere gli sforzi cui è soggetta. Ci si aspetterebbe, pertanto, che l'armatura longitudinale rivesta un ruolo importante nella zona fessurata.



**Fig. 37** |Particolare della sezione resistente a momento negativo, riferita alla singola trave

### ***Analisi dei risultati***

L'analisi ha evidenziato, invece, che le sollecitazioni sull'armatura longitudinale sono minime e la trazione è ripresa dalla carpenteria metallica. Il tentativo di ricreare perfettamente la realtà, infatti, si scontra con le problematiche e i limiti imposti dalla modellazione agli elementi finiti. Al fine di rappresentare il calcestruzzo fessurato, in una zona compresa tra l'appoggio e il 15% della luce della campata, le *mesh* soggette alla fessurazione presentano delle proprietà del materiale diverse, con un modulo elastico quasi nullo. Il software agli elementi finiti Straus7, nel momento in cui ripartisce le sollecitazioni tra i vari elementi

assegnerà una minima quota alla soletta e la quasi totalità dello sforzo agli elementi, sia di tipo *beam* che *plate*, costituenti la carpenteria metallica. La conseguenza è una sollecitazione bassa anche per l'armatura longitudinale, poiché è calcolata in funzione della sollecitazione della *mesh* relativa alla soletta, visto che l'armatura non è inserita come elemento nel modello tridimensionale agli elementi finiti.

Si è ritenuto importante modificare questo comportamento, in quanto la trave metallica sarebbe destinata a riprendere la quasi totalità dello sforzo facendo perdere l'utilità di una struttura mista acciaio-calcestruzzo che si basa proprio sulla collaborazione tra le due parti costituenti l'impalcato. Per tenere, quindi, conto della presenza dell'armatura longitudinale il modulo elastico della zona fessurata è determinato dal codice ponderando l'area di acciaio in direzione longitudinale presente nella sezione. Pertanto, detto  $E_c^*$  il modulo della sezione fessurata, esso sarà calcolato con la relazione:

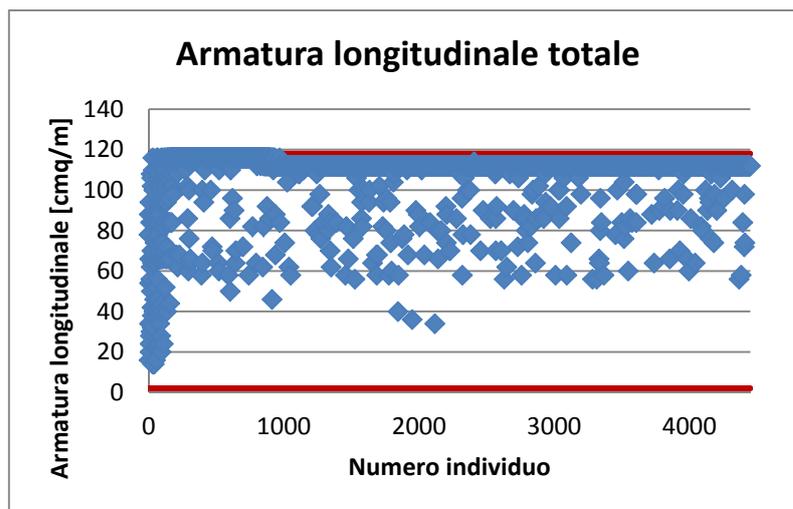
$$E_c^* = \frac{E_s A_s}{A_c}$$

Questa modifica è quindi stata testata per valutare l'efficacia del modulo elastico della zona fessurata e per verificare il corretto processo di ottimizzazione. Per fare ciò, sullo stesso modello di ponte a due campate si sono fissati tutti i parametri eccetto la larghezza della flangia superiore e il quantitativo di armatura longitudinale relativi al concio numero 4, che si posiziona a cavallo della pila. La flangia è libera di variare la sua larghezza da 50 mm a 600 mm, mentre l'armatura longitudinale è libera di variare da 1 cmq/m a 59 cmq/m sia superiormente che inferiormente.

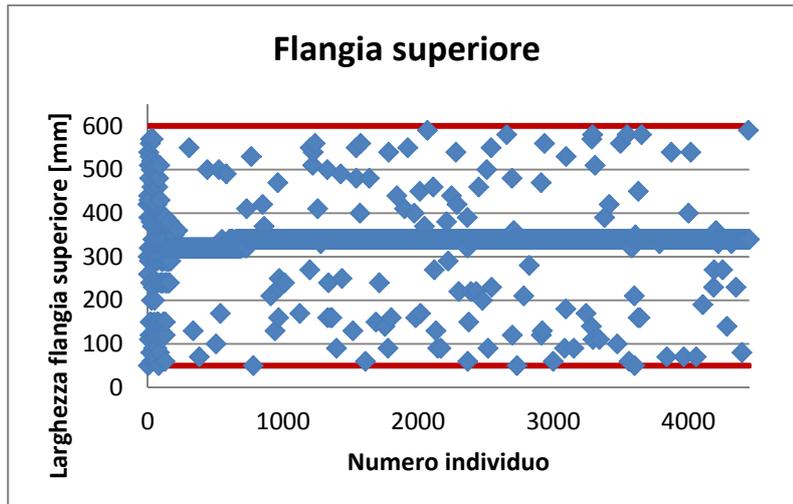
L'ipotesi fatta prima del lancio dell'analisi è che l'ottimizzatore tenda a mettere un elevato quantitativo di armatura longitudinale, così da avere un modulo nella zona fessurata più elevato e quindi una maggiore quota parte di sollecitazione affidata alla soletta. Così facendo è possibile ridurre le dimensioni della flangia al minimo indispensabile per il soddisfacimento delle verifiche. Tale scelta, infatti, risulta conveniente all'ottimizzatore che cerca di minimizzare il costo in quanto, a parità di superficie di acciaio, l'armatura lenta ha un costo

minore (1790 €/ton contro 2500 €/ton), ha una distanza maggiore rispetto al baricentro della sezione composta e ha anche una tensione di snervamento maggiore (391 MPa contro 355 MPa).

L'ipotesi è stata confermata dalla successiva analisi di ottimizzazione: come si può notare dai grafici seguenti, l'armatura longitudinale totale, somma di quella superiore e quella inferiore, tende inizialmente al massimo valore, pari a 118 cmq/m; contemporaneamente la larghezza della flangia tende al valore di 320 mm che risulta, però, insufficiente. L'ottimizzatore, allora, è costretto ad aumentare la larghezza della flangia il minimo indispensabile per soddisfare le verifiche e, allo stesso tempo, ridurre il quantitativo di armatura che, dopo l'aumento delle dimensioni della flangia superiore, risulta leggermente sovrabbondante. Il valore finale dell'armatura longitudinale si attesta a 116 cmq/m mentre la larghezza della flangia arriva al valore finale di 340 mm.



**Grafico 17** | Andamento dell'armatura longitudinale totale nel processo di ottimizzazione (in rosso i limiti dell'intervallo di variabilità del parametro)



**Grafico 18** Andamento della larghezza della flangia superiore nel processo di ottimizzazione (in rosso i limiti dell'intervallo di variabilità del parametro)

Dai risultati di questa analisi nasce una riflessione riguardo l'armatura longitudinale e, in particolare, sui limiti dell'intervallo di variabilità che devono essere stabiliti dall'utente nei file di input. Si può, infatti, intuire come la tendenza dell'ottimizzatore sia di massimizzare l'area di armatura per ridurre le dimensioni delle travi metalliche, vista la maggior convenienza in termini di costo. Tuttavia un valore elevato del limite superiore dell'armatura longitudinale comporta un quantitativo di armatura troppo grande per rispettare le limitazioni di normativa sulla spaziatura minima che deve essere garantita tra le barre di armatura, senza che il codice, ovviamente, lo rilevi come errore; risulta, quindi, importante stabilire un valore massimo di armatura longitudinale affinché i risultati delle analisi possano avere un riscontro reale nella pratica progettuale.

Seguendo le regole della buona progettazione l'acciaio presente in una sezione di calcestruzzo dovrebbe oscillare tra 80 kg/mc, per una sezione debolmente armata, e 250 kg/mc per una sezione fortemente armata. Tali limiti, tuttavia, sono validi per travi e non per solette di impalcati da ponte, che necessitano di quantitativi maggiori di armatura. Si è deciso, pertanto, di portare il limite superiore al valore di 350 kg/mc; considerato uno spessore medio della soletta di 25 cm l'armatura non dovrebbe superare i 50 cmq/m.

## Verifica armatura trasversale

Viste le modifiche al codice che hanno riguardato anche la definizione dell'armatura trasversale, si è deciso di effettuare una verifica, seppur approssimativa, dell'armatura trasversale. Dai risultati ottenuti dall'analisi, in modalità *single run*, di un ponte a campata unica è stato estratto per due elementi *shell* della soletta il valore del momento flettente in direzione trasversale  $M_{xx}$ , per una definita posizione del carico viaggiante:

$$\text{Plate 1057} \quad \text{Asse di carico a } x=119 \text{ m} \quad M_{xx}=87,96 \text{ kNm/m} \quad CU=0,582$$

$$\text{Plate 1070} \quad \text{Asse di carico a } x=121 \text{ m} \quad M_{xx}=14,68 \text{ kNm/m} \quad CU=0,097$$

Si è quindi calcolato il braccio della coppia interna, come la distanza tra l'armatura superiore e inferiore e si è quindi calcolata la forza agente su una fila di armatura e la tensione a cui è soggetta tale armatura.

$$z = h - 2c = 0,25 - 2 \cdot 0,3 = 0,19 \text{ m}$$

$$F_{1057} = \frac{M_{1057}}{z} = \frac{87,96}{0,19} = 462 \text{ kN} \quad \sigma_{1057} = \frac{F_{1057}}{A_s} = \frac{462 \times 10^3}{2000} = 231,47 \text{ MPa}$$

$$F_{1070} = \frac{M_{1070}}{z} = \frac{1,97}{0,19} = 77 \text{ kN} \quad \sigma_{1070} = \frac{F_{1070}}{A_s} = \frac{77 \times 10^3}{2000} = 38,63 \text{ MPa}$$

A questo punto è stato possibile calcolare il coefficiente di utilizzazione e confrontarlo con quello determinato dal codice estratto dai file di output.

$$CU_{1057} = \frac{\sigma_{1057}}{\sigma_y} = \frac{231,47}{391} = 0,592$$

$$CU_{1070} = \frac{\sigma_{1070}}{\sigma_y} = \frac{38,63}{391} = 0,099$$

Come si vede la differenza è minima: nel caso del *plate* 1057, che è il punto in cui l'armatura è maggiormente sollecitata, i coefficienti di utilizzazione differiscono dell'1% e nel caso del *plate* 1070 dell'1,7%. Tale verifica conferma quindi il buon funzionamento del codice nel calcolo della verifica dell'armatura trasversale.

## Verifiche a taglio e deformabilità

Un problema riscontrato, tuttavia, è l'assenza di verifiche a taglio della soletta che permettono al codice di realizzare una soletta snella senza che questa sia penalizzata. In caso di soletta snella, inoltre, si avranno problemi di deformazione e di fessurazione. Per tenere conto di tali effetti, senza tuttavia inserire nel codice una verifica analitica, sono state aggiunte delle limitazioni di snellezza valutando il rapporto tra lo spessore della soletta e la luce; quest'ultima può essere o l'interasse tra le travi o lo sbalzo presente all'estremità dell'impalcato in direzione trasversale.

Sulla base delle indicazioni fornite dall'Eurocodice sono state inserite due limitazioni: nel caso del tratto di soletta compreso tra due travi il rapporto  $h/l$  tra lo spessore della soletta e la luce deve essere minore di  $1/12$ . Questo valore è più cautelativo di quello proposto dall'Eurocodice per tenere conto di carichi concentrati elevati che danno problemi locali di punzonamento e taglio. Nel caso dello sbalzo, invece, tale rapporto  $h/l$  deve essere minore di  $1/7$ . Se tale limite viene superato, allora il ponte verrà penalizzato e il ponte con tale caratteristiche non sarà ritenuta una soluzione valida.

Sistema strutturale	Calcestruzzo molto sollecitato	Calcestruzzo poco sollecitato
1. Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate mono o bidirezionali	18	25
2. Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	23	32
3. Campata intermedia di travi o di piastre mono o bidirezionali	25	35
4. Piastre sorrette da pilastri senza travi (piastre non nervate) (in base alla luce maggiore)	21	30
5. Mensole	7	10

Fig. 38 | Valori base del rapporto luce/altezza estratti dall'Eurocodice 2-1

## Instabilità della trave metallica

Un problema che l'analisi, basata sulla modellazione tridimensionale del ponte, non è in grado di cogliere è l'instabilità degli elementi in acciaio che costituiscono le travi metalliche. In maniera analoga a quanto fatto per la soletta si

è evitato di inserire la verifica analitica introducendo i limiti dimensionali forniti dall'Eurocodice e dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, affinché la sezione possa essere considerata di classe 3, quindi in grado di raggiungere la tensione di snervamento prima del verificarsi di fenomeni di instabilità.

Piattabande esterne						
Profilati laminati a caldo			Sezioni saldate			
Classe	Piattabande esterne soggette a compressione		Piattabande esterne soggette a flessione e a compressione			
			Con estremità in compressione	Con estremità in trazione		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
1	$c/t \leq 9\varepsilon$		$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
2	$c/t \leq 10\varepsilon$		$c/t \leq \frac{10\varepsilon}{\alpha}$	$c/t \leq \frac{9\varepsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$		
Distribuzione delle tensioni nelle parti (compressione positiva)						
3	$c/t \leq 14\varepsilon$		$c/t \leq 21\varepsilon\sqrt{k_e}$ Per $k_e$ vedere EN 1993-1-5			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

Fig. 39|Estratto dalle NTC 2008 sui limiti dimensionali dei profili in acciaio

Come si evince dalla tabella per le due piattabande delle travi la limitazione inserita nel codice è:

$$\frac{c}{t} \leq 14\varepsilon$$

Il coefficiente  $\varepsilon$  tiene conto del tipo di acciaio utilizzato.

Per l'anima la situazione è leggermente più complessa poiché diventa influente la presenza degli irrigidimenti che permettono la scelta di anime con elevata snellezza senza che queste instabilizzino. Lo spessore dell'anima, infatti, è necessario per riprendere il taglio sollecitante, mentre la flessione è ripresa principalmente dalle piattabande con una notevole influenza del pannello d'anima

che garantisce un braccio alle forze agenti sulle piattabande stesse, maggiore o minore a seconda della sua altezza. La presenza degli irrigidimenti permette di avere anime più sottili, comunque sufficienti a riprendere la sollecitazione del taglio, senza che il pannello d'anima soffra di instabilità. Sono stati scelti irrigidimenti di spessore  $t$  pari allo spessore dell'anima  $t_w$  e larghezza pari a 10 volte lo spessore; tali irrigidimenti sono posti ad un interasse  $a$  pari alla metà dell'altezza del pannello d'anima  $d$ .

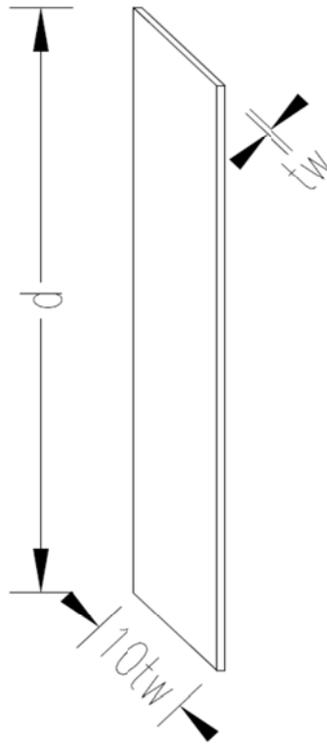


Fig. 40) Dettaglio assonometrico degli irrigidimenti d'anima

La normativa prevede che in caso di pannelli d'anima irrigiditi non sono necessarie verifiche di instabilità, se risulta verificata la seguente relazione:

$$\frac{d}{t_w} \leq 30\varepsilon\sqrt{k_\tau}$$

dove  $k_\tau$  è il coefficiente di imbozzamento per taglio che per irrigidimenti posti ad una distanza  $a$  minore dell'altezza dell'anima  $d$  è pari a

$$k_\tau = 4 + \frac{5,34}{(a/d)^2}$$

Fissata quindi la presenza degli irrigidimenti precedentemente definiti, il codice valuta la snellezza del pannello d'anima e penalizza l'individuo solamente nel caso in cui la snellezza del pannello sia superiore al limite di normativa e richieda, dunque, una specifica verifica all'instabilità.

Il peso aggiuntivo dovuto agli irrigidimenti è conteggiato mediante uno spessore equivalente  $t_w^*$  dell'anima, in funzione del rapporto  $a/d$  tra l'interasse tra gli irrigidimenti e l'altezza del pannello d'anima, mediante la seguente espressione:

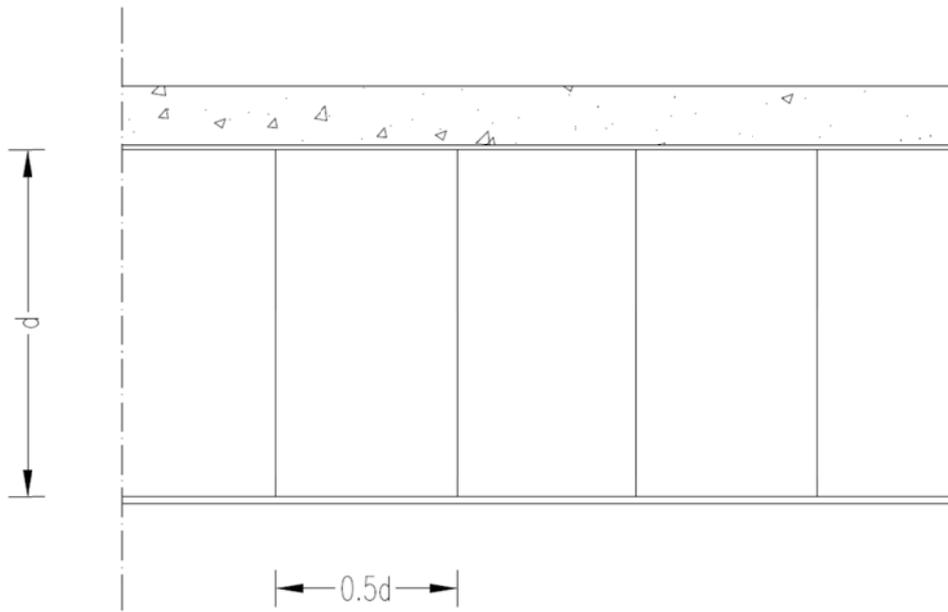
$$t_w^* d = t_w d + \frac{d}{a} t_w \cdot 10 t_w$$

$$t_w^* = t_w + \frac{10 t_w^2}{a}$$

$$t_w^* = t_w \left( 1 + \frac{10 t_w}{a} \right)$$

$$t_w^* = t_w \left( 1 + \frac{10 t_w}{d} \frac{1}{a/d} \right)$$

Nella realtà è raro vedere ponti con irrigidimenti verticali posti ad un interasse minore dell'altezza del pannello d'anima; solitamente, infatti, vengono aggiunti irrigidimenti orizzontali per limitare ulteriormente le dimensioni del campo in cui si sviluppano le tensioni. Tuttavia, per venire incontro alle esigenze di scrittura del codice, che rendevano complicata la possibilità di aggiungere irrigidimenti verticali e orizzontali, si è adottato il rapporto  $a/d$  pari a 0,5 che, in termini di peso, si avvicina ad una tipica situazione di irrigidimenti verticali con rapporto  $a/d$  pari a 1 con l'aggiunta di irrigidimenti orizzontali distribuiti sull'altezza del pannello d'anima.



**Fig. 41** Particolare degli irrigidimenti d'anima lungo le travi metalliche

# Capitolo 5

## *Esempio di utilizzo dell’ottimizzatore*

### **Generalità**

Il presente capitolo si pone l’obiettivo di mostrare quale può essere un utilizzo dell’ottimizzatore nella ricerca dell’individuo ottimo. Come si è già detto più volte, l’intervento critico del progettista è fondamentale. I ponti analizzati presentano alcune caratteristiche predeterminate e quindi fissate, altre, invece, sono libere di variare all’interno di un intervallo.

### **Prima analisi**

#### ***Caratteristiche dei materiali***

Come per le analisi svolte nel Capitolo 4, le caratteristiche dei materiali sono fissate in partenza e corrispondono ai valori tipici utilizzati nella progettazione dei ponti a struttura mista acciaio-calcestruzzo. In particolare sono stati usati i seguenti materiali:

- Calcestruzzo C35/45;  $R_{ck} = 45$  MPa
- Acciaio da carpenteria S355;  $f_y=355$  MPa,  $f_t=510$  MPa
- Barre di armatura lenta B450C;  $f_y=450$  MPa,  $f_t=540$  MPa

Per tenere conto degli effetti a lungo termine il coefficiente di riduzione del modulo elastico è assunto pari a 3, mentre la deformazione da ritiro è assunta pari a  $3 \times 10^{-4}$ .

#### ***Caratteristiche geometriche***

Le caratteristiche geometriche predeterminate sono analoghe ai casi analizzati nel Capitolo 4, fermo restando che alcuni parametri, a differenza del caso precedente, sono liberi di variare in un intervallo. È fissata la luce del ponte, a campata unica, a 30 m, così come la larghezza dell’impalcato, che è di 13,5 m; di questi 10,5 m sono adibiti al transito dei veicoli e 1,5 m, su entrambi i lati, rappresentano il marciapiede.

Si ipotizza che la struttura sia costituita da 3 conci di 10 m ciascuno, e che siano presenti 3 diaframmi intermedi, in aggiunta a quelli di estremità, distanziati di 7,5 m l'uno dall'altro. In corrispondenza dei marciapiedi vi è un rialzo della soletta che, però, non ha funzioni strutturali, pertanto viene considerato come carico permanente non strutturale. L'impalcato, infine, presenta una finitura in conglomerato bituminoso di 5 cm sui marciapiedi e di 10 cm sulla carreggiata.

### ***Parametri da ottimizzare***

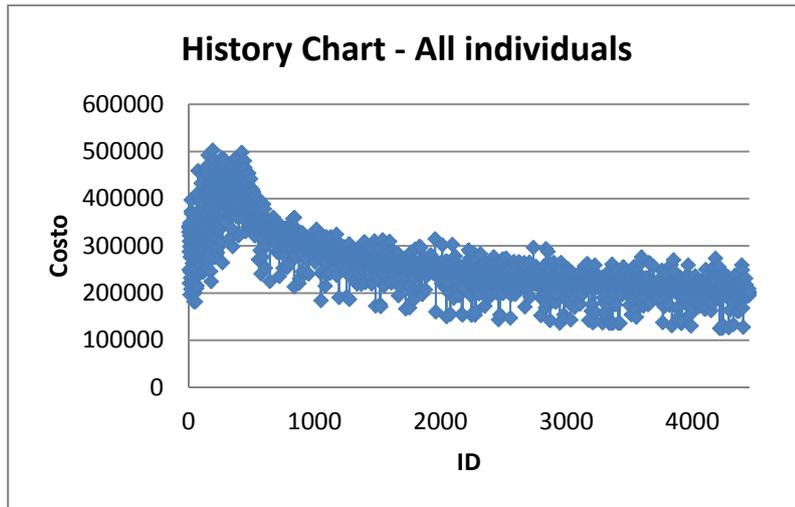
La variabilità degli individui riguarda le travi metalliche, sia per quanto concerne il numero che le dimensioni, e la loro posizione, lo spessore della soletta e, infine, l'area di armatura lenta posta nella soletta. Per una maggior chiarezza, si riportano nella tabella seguente gli estremi del *range* di variabilità e il passo tra un valore e il successivo.

		Inizio	Fine	Passo
	Numero travi	2	5	1
	Altezza travi	800	3000	50
	Spessore soletta	200	300	10
	Sbalzo laterale	500	4000	100
CONCIO 1	Larghezza ala superiore	100	800	25
	Larghezza ala inferiore	100	800	25
	Spessore ala superiore	8	40	1
	Spessore ala inferiore	8	40	1
	Spessore anima	8	40	1
	Area armatura superiore [cmq/m]	10	50	2
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10	50	2
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	5	50	2
Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	5	50	2	
CONCIO 2	Larghezza ala superiore	100	800	25
	Larghezza ala inferiore	100	800	25
	Spessore ala superiore	8	40	1
	Spessore ala inferiore	8	40	1
	Spessore anima	8	40	1
	Area armatura superiore [cmq/m]	10	50	2
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10	50	2
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	5	50	2
Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	5	50	2	
CONCIO 3	Larghezza ala superiore	100	800	25
	Larghezza ala inferiore	100	800	25
	Spessore ala superiore	8	40	1
	Spessore ala inferiore	8	40	1
	Spessore anima	8	40	1
	Area armatura superiore [cmq/m]	10	50	2
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10	50	2
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	5	50	2
Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	5	50	2	

**Tabella 4** Parametri variabili nell’ottimizzazione di un ponte a campata unica. Misure in mm, salvo dove diversamente specificato

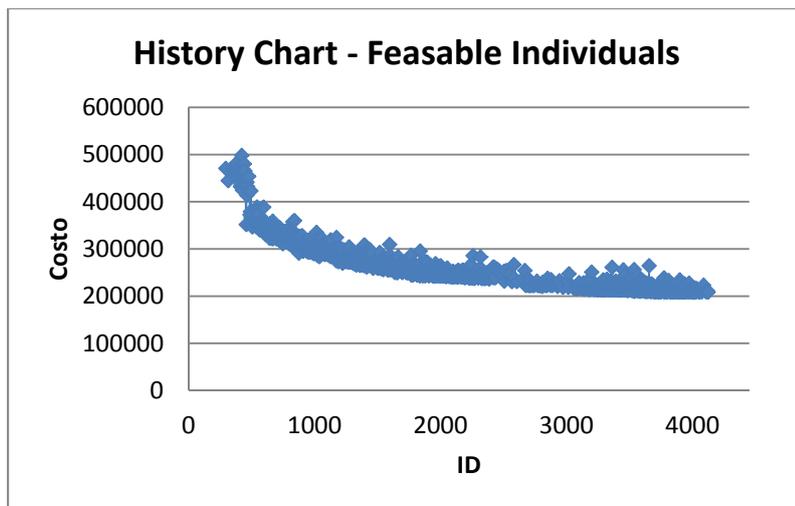
### ***Analisi dei risultati***

Il risultato dell’ottimizzazione può essere espresso in via grafica con la seguente immagine, dove è possibile notare l’andamento dell’ottimizzazione all’aumentare degli individui analizzati.



**Grafico 19** Andamento dell'ottimizzazione di tutti gli individui

Considerando, invece, i soli individui *feasible* ovvero quelli che soddisfano tutte le verifiche e quindi hanno un rapporto fitness/costo uguale ad 1, si ottiene il seguente grafico.



**Grafico 20** Andamento dell'ottimizzazione degli individui *feasible*

Come si può notare la condizione *feasible* ha eliminato gli individui che non soddisfano le verifiche, ed è possibile intravedere una curva che rappresenta il limite inferiore. Si nota anche, però, che le ultime generazioni non hanno fornito individui *feasible*, tendendo quindi ad una soluzione sì ottima dal punto di vista del costo, ma che non soddisfa tutte le verifiche. Questo fenomeno è osservabile in maniera migliore con il Grafico 21; si è assegnato valore 1 agli individui *feasible* e valore 0 agli individui *unfeasible*. Si è calcolata, dunque, la media per

ogni singola generazione, determinando quindi la percentuale di individui *feasible* presenti all’interno della generazione.

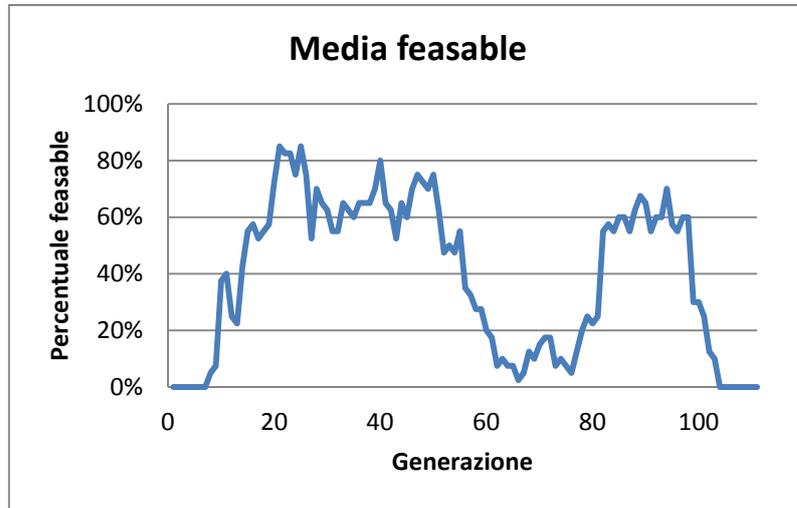


Grafico 21|Media individui *feasible* per generazione

Ci si aspetterebbe un valore nullo in partenza, poiché l’ottimizzatore sta generando individui in maniera casuale e risulta difficile individuare subito individui *feasible*; con il passare delle generazioni, invece, il valore dovrebbe crescere. È accettabile che il valore oscilli, poiché è possibile il fenomeno della mutazione che provoca un salto improvviso, ma si evidenzia il fatto che nelle ultime generazioni la media sia nulla. Ciò significa che nelle ultime generazioni non ci sono individui *feasible*.

### ***Analisi dell’ottimo***

Consideriamo l’individuo ottimo, ovviamente *feasible*, che è possibile ricavare da questa analisi. Si tratta dell’individuo n° 4004 ed ha un costo di €208.032; le caratteristiche dell’individuo sono riportate nella Tabella 5.

	Numero travi	4
	Altezza travi	2250
	Spessore soletta	280
	Sbalzo laterale	1800
CONCIO 1	Larghezza ala superiore	125
	Larghezza ala inferiore	275
	Spessore ala superiore	12
	Spessore ala inferiore	25
	Spessore anima	19
	Area armatura superiore [cmq/m]	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	12
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	23
Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	17	
CONCIO 2	Larghezza ala superiore	125
	Larghezza ala inferiore	300
	Spessore ala superiore	17
	Spessore ala inferiore	30
	Spessore anima	22
	Area armatura superiore [cmq/m]	26
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	5
Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	11	
CONCIO 3	Larghezza ala superiore	150
	Larghezza ala inferiore	200
	Spessore ala superiore	23
	Spessore ala inferiore	31
	Spessore anima	22
	Area armatura superiore [cmq/m]	16
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	9
Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	13	

**Tabella 5** | Caratteristiche individuo ottimo con la vecchia funzione di penalizzazione. Misure in mm, salvo dove diversamente indicato

## Modifica della funzione di penalizzazione

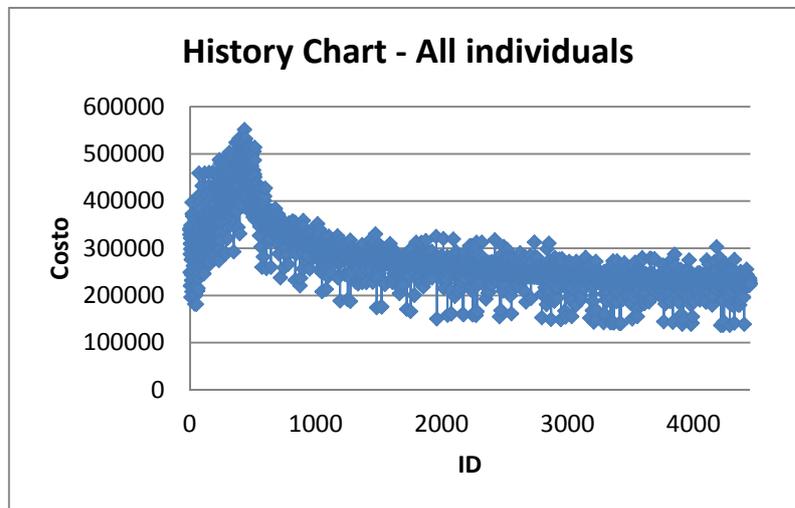
La spiegazione del perché l'analisi precedente tenda ad individui *unfeasable* nelle ultime generazioni risiede nella funzione di penalizzazione: come spiegato nel paragrafo "Valutazione della popolazione" a pagina 4, la taratura della funzione di penalizzazione è molto importante per il processo di ottimizzazione. In questo caso la penalizzazione risulta essere poco impegnativa, pertanto molti degli individui *unfeasable*, anche se penalizzati, risultano migliori di alcuni individui *feasable*, ingannando quindi il codice che userà i primi per la

generazione degli individui successivi, anziché i *feasible*, come da procedura corretta.

Una modifica del codice ha, pertanto, riguardato l’incremento della funzione di penalizzazione di dieci volte; successivamente è stata eseguita la medesima analisi con questa nuova funzione di penalizzazione.

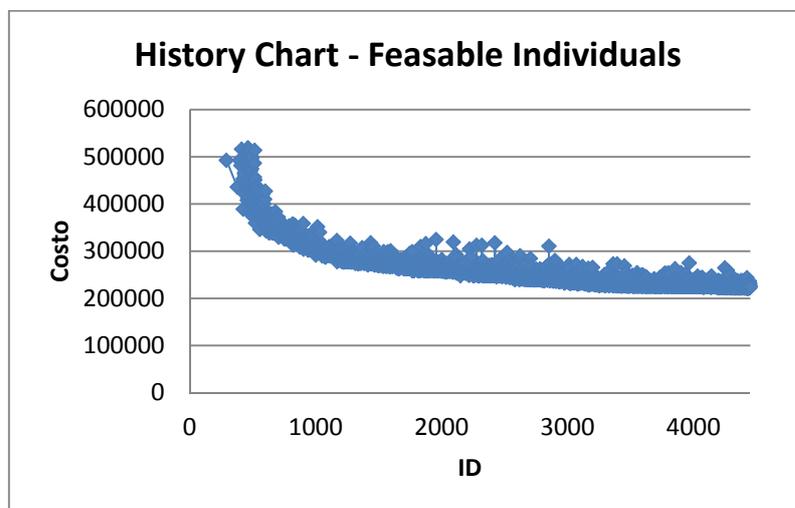
### **Analisi dei risultati**

Si riportano i nuovi grafici, utili a rappresentare in via grafica il processo di ottimizzazione. Nel Grafico 22 si riporta l’History Chart relativo a tutti gli individui generati da AutoBiD.



**Grafico 22** Andamento ottimizzazione relativo a tutti gli individui

Nel Grafico 23, invece, l’History Chart è riferita ai soli individui *feasible*.



**Grafico 23** Andamento dell’ottimizzazione degli individui *feasible*

Come si nota intuitivamente, confrontando questi grafici con i corrispondenti grafici ottenuti con la precedente funzione di penalizzazione, c'è una notevole differenza, non tanto nella fase iniziale del processo di ottimizzazione, quanto in quella finale. Si nota, infatti, come siano presenti molti individui *feasable* nelle ultime generazioni. Questo fatto è ancora più evidente se si confronta il Grafico 21, con il seguente Grafico 24; dopo l'iniziale crescita della percentuale di individui *feasable* all'interno di una generazione, ampiamente preventivata, questo valore, pur oscillando, rimane costante attorno ad un valore del 70% circa. Significa, quindi, che all'interno di ogni generazione, circa il 70% degli individui è *feasable*.

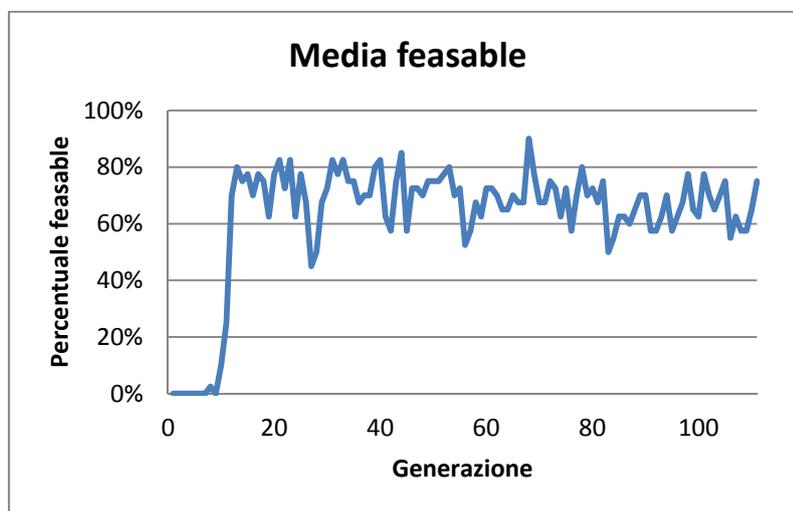


Grafico 24|Media individui *feasable* per generazione

Questa nuova funzione di penalizzazione, quindi, ha risolto il problema della carenza di *feasable* nelle ultime generazioni. Resta, però, da vedere come abbia influenzato l'ottimo assoluto.

### ***Analisi dell'ottimo***

Consideriamo ora l'individuo ottimo, sempre *feasable*, ottenuto con questa nuova funzione di penalizzazione. Esso è l'individuo n° 4429 ed ha un costo di €220.623. Le caratteristiche geometriche sono riportate nella Tabella 6.

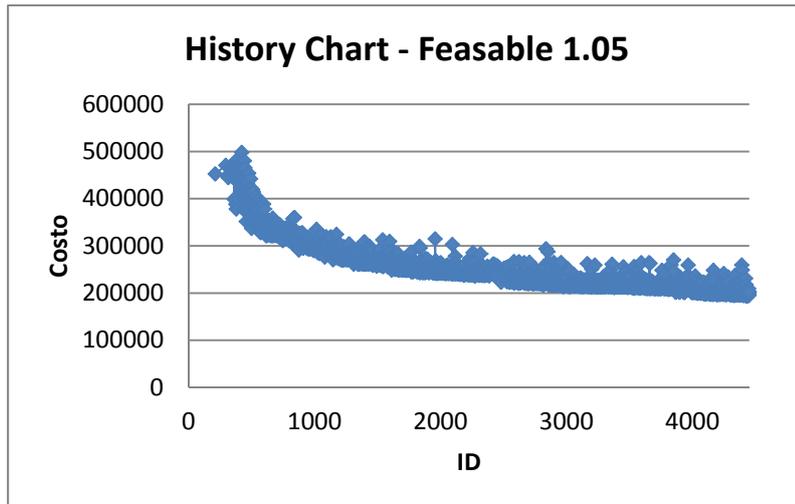
	Numero travi	4
	Altezza travi	2250
	Spessore soletta	280
	Sbalzo laterale	1900
CONCIO 1	Larghezza ala superiore	300
	Larghezza ala inferiore	275
	Spessore ala superiore	14
	Spessore ala inferiore	25
	Spessore anima	19
	Area armatura superiore [cmq/m]	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	9
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	13
CONCIO 2	Larghezza ala superiore	100
	Larghezza ala inferiore	300
	Spessore ala superiore	21
	Spessore ala inferiore	29
	Spessore anima	23
	Area armatura superiore [cmq/m]	10
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	7
Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	13	
CONCIO 3	Larghezza ala superiore	150
	Larghezza ala inferiore	150
	Spessore ala superiore	11
	Spessore ala inferiore	23
	Spessore anima	29
	Area armatura superiore [cmq/m]	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	7
Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	17	

**Tabella 6** | Caratteristiche geometriche individuo ottimo con la nuova funzione di penalizzazione. Misure in mm, salvo dove diversamente indicato

Dal confronto con l’ottimo dell’analisi precedente, descritto a pagina 79, si nota una differenza di costo di €12.591, corrispondente ad un incremento del 6%.

### **Modifica del migliore *unfeasible***

C’è una terza via da seguire, che è anche quella che permette il migliore apporto critico del progettista. Si è visto come la prima analisi ha condotto, nelle ultime generazioni, ad individui *unfeasible*, con un costo leggermente inferiore. Se si considerano come *feasible* anche gli individui che presentano un rapporto fitness/costo minore di 1,05, si ottiene il Grafico 25.



**Grafico 25** Andamento dell'ottimizzazione considerando un campo allargato di individui *feasible*

Se si confronta questo grafico con il Grafico 20, rappresentante i soli individui *feasible* si nota un deciso aumento del numero di individui considerati. Tra questi individui aggiuntivi, molti non soddisfano le verifiche, sfiorando i limiti di quantità irrisorie; un individuo con tali caratteristiche, può diventare la base di partenza per determinare con qualche tentativo di analisi in *single run* e, soprattutto, con l'ausilio dell'occhio critico del progettista, la soluzione ottima.

### ***Analisi dell'ottimo***

Considerato, quindi, l'insieme degli individui *feasible* allargato ai ponti che presentano un rapporto fitness/costo minore di 1,05, si estrae il migliore, ovvero quello dal costo minimo. Esso è l'individuo n° 4429 ed ha un costo di €192.810, cioè €15.222 in meno rispetto all'ottimo tra i soli *feasible*. Il rapporto fitness/costo è pari a 1,026, cioè la somma degli sforamenti dei coefficienti di utilizzo delle singole verifiche ammonta a 0,26. Le caratteristiche geometriche dell'individuo in esame sono riportate nella Tabella 7.

	Numero travi	4
	Altezza travi	2250
	Spessore soletta	280
	Sbalzo laterale	1800
CONCIO 1	Larghezza ala superiore	125
	Larghezza ala inferiore	275
	Spessore ala superiore	12
	Spessore ala inferiore	25
	Spessore anima	19
	Area armatura superiore [cmq/m]	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	9
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	13
CONCIO 2	Larghezza ala superiore	125
	Larghezza ala inferiore	300
	Spessore ala superiore	17
	Spessore ala inferiore	30
	Spessore anima	21
	Area armatura superiore [cmq/m]	26
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	5
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	7
CONCIO 3	Larghezza ala superiore	150
	Larghezza ala inferiore	200
	Spessore ala superiore	23
	Spessore ala inferiore	39
	Spessore anima	18
	Area armatura superiore [cmq/m]	16
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	9
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	13

**Tabella 7** | Caratteristiche geometriche individuo ottimo con campo *feasible* allargato. Misure in mm, salvo dove diversamente indicato

Nella Tabella 8, invece, si riportano i coefficienti di utilizzo dei diversi elementi del ponte, con riferimento al tipo di verifica che conduce a tale valore del coefficiente di utilizzo. Si rammenta che su un elemento, le verifiche possono essere più di una, ma AutoBiD riporta solamente la più gravosa.

	Elemento	Coefficiente di utilizzo	Verifica
CONCIO 1	Flangia superiore	0,76	Tensione limite
	Flangia inferiore	0,997	Tensione limite
	Anima	0,963	Snellezza limite per sezioni di classe 3
	Soletta	0,982	Snellezza limite per verifiche di fessurazione e deformabilità
CONCIO 2	Flangia superiore	0,768	Tensione limite
	Flangia inferiore	1	Tensione limite
	Anima	0,872	Snellezza limite per sezioni di classe 3
	Soletta	0,982	Snellezza limite per verifiche di fessurazione e deformabilità
CONCIO 3	Flangia superiore	0,687	Tensione limite
	Flangia inferiore	1,009	Tensione limite
	Anima	1,017	Snellezza limite per sezioni di classe 3
	Soletta	0,982	Snellezza limite per verifiche di fessurazione e deformabilità

Tabella 8 | Riepilogo coefficienti di utilizzazione dell'ottimo *unfeasible*

### Ricerca iterativa dell'ottimo

Operando, quindi, in modalità *single run*, si vuole apportare piccole modifiche affinché il ponte diventi *feasible*. Osservando i coefficienti di utilizzazione sarà necessario aumentare leggermente lo spessore della flangia inferiore nel secondo e terzo concio e aumentare lo spessore dell'anima nel terzo concio per ridurre la snellezza. Inoltre, per la simmetria, il primo e il terzo concio dovrebbero essere uguali, pertanto è possibile adattare i valori fino a farli combaciare. Tuttavia, è possibile che risultino valori leggermente diversi di tensione, e conseguentemente del coefficiente di utilizzo; a causa della modellazione tridimensionale, la trasmissione degli sforzi può non essere identica a quella teorica, per lo meno localmente, con ripercussioni sul coefficiente di utilizzo.

Dopo poche iterazioni, che hanno comportato la modifica di alcuni spessori e del quantitativo di armatura, si è ottenuto un individuo che soddisfa tutte le verifiche di resistenza e di snellezza; inoltre, questo individuo ha un costo di €192.355, addirittura inferiore all'individuo *unfeasible* di partenza e, ovviamente, ben inferiore agli individui ottimi *feasible*, individuati con le analisi di ottimizzazione. La Tabella 9 mette a confronto l'individuo *unfeasible* di partenza e l'individuo *feasible* ottenuto per via iterativa.

		Individuo iniziale	Individuo ottimo
CONCIO 1	Larghezza ala superiore	125	125
	Larghezza ala inferiore	275	275
	Spessore ala superiore	12	10
	Spessore ala inferiore	25	30
	Spessore anima	19	19
	Area armatura superiore [cmq/m]	14	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	9	9
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	13	13
CONCIO 2	Larghezza ala superiore	125	125
	Larghezza ala inferiore	300	300
	Spessore ala superiore	17	17
	Spessore ala inferiore	30	30
	Spessore anima	21	21
	Area armatura superiore [cmq/m]	26	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	5	5
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	7	7
CONCIO 3	Larghezza ala superiore	150	125
	Larghezza ala inferiore	200	275
	Spessore ala superiore	23	10
	Spessore ala inferiore	39	30
	Spessore anima	18	19
	Area armatura superiore [cmq/m]	16	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	9	9
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	13	13

**Tabella 9** Confronto delle caratteristiche geometriche tra l’individuo di partenza e l’ottimo ottenuto. Misure in mm, salvo dove diversamente indicato

Il minor costo ottenuto è legato al fatto che, accanto ad un aumento di alcune dimensioni dove queste non erano sufficienti, c’è stata una contemporanea riduzione di altre dimensioni, dove queste erano eccessive. In definitiva i coefficienti di utilizzo ottenuti sono riportati nella Tabella 10.

	Elemento	Coefficiente di utilizzo	Verifica
CONCIO 1	Flangia superiore	0.763	Tensione limite
	Flangia inferiore	0.926	Tensione limite
	Anima	0.965	Snellezza limite per sezioni di classe 3
	Soletta	0.982	Snellezza limite per verifiche di fessurazione e deformabilità
CONCIO 2	Flangia superiore	0.767	Tensione limite
	Flangia inferiore	0.999	Tensione limite
	Anima	0.873	Snellezza limite per sezioni di classe 3
	Soletta	0,982	Snellezza limite per verifiche di fessurazione e deformabilità
CONCIO 3	Flangia superiore	0.763	Tensione limite
	Flangia inferiore	0.979	Tensione limite
	Anima	0.965	Snellezza limite per sezioni di classe 3
	Soletta	0,982	Snellezza limite per verifiche di fessurazione e deformabilità

**Tabella 10** Coefficienti di utilizzo dell'individuo ottimo ottenuto in via iterativa

### ***Infittimento delle mesh***

Tutte le analisi fin qui svolte avevano *mesh* di 1 metro e il passo del carico viaggiante di 2 metri; questa è una modellazione abbastanza grossolana, necessaria per risparmiare tempo nell'analisi di ottimizzazione. Una volta giunti, in tempi rapidi, ad individuare l'ottimo, si può raffinare ulteriormente la ricerca migliorando la modellazione. Infittendo la *mesh* a 0,5 m e il passo del carico viaggiante a 1m si ottengono valori di tensione più elevati, portando, quindi, allo sfioramento di qualche coefficiente di utilizzo, come mostrato nella Tabella 11.

	Elemento	Coefficiente di utilizzo	Verifica
CONCIO 1	Flangia superiore	0,797	Tensione limite
	Flangia inferiore	0,954	Tensione limite
	Anima	0,965	Snellezza limite per sezioni di classe 3
	Soletta	1,035	Armatura in direzione trasversale
CONCIO 2	Flangia superiore	0,782	Tensione limite
	Flangia inferiore	1,013	Tensione limite
	Anima	0,873	Snellezza limite per sezioni di classe 3
	Soletta	1,221	Armatura in direzione trasversale
CONCIO 3	Flangia superiore	0,797	Tensione limite
	Flangia inferiore	1,001	Tensione limite
	Anima	0,965	Snellezza limite per sezioni di classe 3
	Soletta	1,125	Armatura in direzione trasversale

**Tabella 11** Coefficienti di utilizzo ottenuti con l'infittimento della *mesh*

In maniera analoga a quanto fatto in precedenza, si sono modificate le dimensioni e, con pochi tentativi, si è giunti alla soluzione finale, con le caratteristiche riportate nella Tabella 12.

		Modellazione grossolana	Modellazione raffinata
CONCIO 1	Larghezza ala superiore	125	125
	Larghezza ala inferiore	275	275
	Spessore ala superiore	10	10
	Spessore ala inferiore	30	31
	Spessore anima	19	19
	Area armatura superiore [cmq/m]	14	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	9	11
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	13	15
CONCIO 2	Larghezza ala superiore	125	125
	Larghezza ala inferiore	300	300
	Spessore ala superiore	17	17
	Spessore ala inferiore	30	32
	Spessore anima	21	21
	Area armatura superiore [cmq/m]	14	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	5	11
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	7	15
CONCIO 3	Larghezza ala superiore	125	125
	Larghezza ala inferiore	275	275
	Spessore ala superiore	10	10
	Spessore ala inferiore	30	31
	Spessore anima	19	19
	Area armatura superiore [cmq/m]	14	14
	Area armatura inferiore [cmq/m]	10	10
	Area armatura trasversale superiore [cmq/m]	9	11
	Area armatura trasversale inferiore [cmq/m]	13	15

**Tabella 12** | Caratteristiche geometriche dell’individuo ottimo ottenuto con *mesh* infittite.

L’individuo con queste caratteristiche ha un costo di €197.411, superiore, come ci si aspettava, all’individuo ottimo analizzato con una modellazione più grossolana, ma comunque ben inferiore ai €208.032 dell’individuo ottimo, ottenuto da un’analisi di ottimizzazione con la funzione di penalizzazione poco incisiva, e ai €220.623 dell’individuo ottimo, ottenuto con la funzione di penalizzazione più forte. Il risparmio è, rispettivamente, del 5,1% e del 10,5%.

## Riepilogo

Riassumendo le analisi svolte in questo capitolo, si sono, innanzitutto, effettuate due analisi di ottimizzazione, con due diverse funzioni di penalizzazione, ottenendo i due corrispondenti ottimi. Successivamente, si è considerato un campo degli individui *feasable* più ampio, prendendo in esame anche gli individui che non soddisfacevano, di poco, le verifiche. Preso, fra questi, l'individuo dal costo minore, lo si è modificato fino a soddisfare tutte le verifiche ottenendo così il migliore individuo tra quelli presi in esame.

L'analisi di ottimizzazione, forse, avrebbe raggiunto quell'individuo se le generazioni fossero state di più; un individuo, infatti, nascendo dall'unione di individui della generazione precedente, porta con sé alcuni caratteri ereditati e il raggiungimento dell'ottimo non è immediato. L'intervento umano è in grado di far fare quel piccolo salto che l'ottimizzatore non riesce a fare.

# Capitolo 6

## *Conclusioni*

### **Valutazione del codice**

Come illustrato nella premessa, il primo obiettivo della tesi era la valutazione del funzionamento del codice e, conseguentemente, l'apporto di eventuali modifiche per un suo miglioramento. Si è visto come il lavoro di tesi partisse da una versione del codice ben sviluppata nel corso di alcuni anni, ma, tuttavia, ancora incompleta. Dare una valutazione oggettiva del codice, in assenza di esperienza nella pratica progettuale dei ponti, risulta difficile e pretenzioso; la valutazione soggettiva, basata solamente sull'utilizzo del codice ai fini dello svolgimento della presente tesi di laurea e sulle potenzialità offerte, è sicuramente positiva. Soprattutto il ruolo svolto dall'ottimizzatore risulta di notevole importanza, vista la quantità di tempo che è in grado di far risparmiare al progettista fornendo la miglior soluzione progettuale. Si vuole nuovamente sottolineare, anche a costo di essere ripetitivi, come il processo di ottimizzazione debba essere visto come un ausilio per il progettista e non come un suo sostituto: il calcolatore non dovrebbe mai sostituire la mente umana, che resta l'unica in grado di effettuare un'analisi critica delle soluzioni, con l'apporto, peraltro, di considerazioni che non è possibile implementare nella modellazione degli individui.

A riguardo di ciò si è visto nel Capitolo 5, come l'intervento umano sia stato in grado di condurre ad una soluzione migliore di quella ottenuta dall'analisi di ottimizzazione automatica. Almeno allo stato attuale, pertanto, si suggerisce sempre di analizzare con occhio critico i risultati ed intervenire con la propria esperienza e le proprie conoscenze per guidare l'ottimizzazione nella giusta direzione.

Il lavoro di tesi, inoltre, ha permesso di introdurre nuove verifiche e correggere alcune valutazioni errate che portavano a risultati non corretti. In

particolare, le verifiche di deformabilità e di instabilità delle parti in acciaio, aggiunte alla modellazione tridimensionale, seppure in maniera approssimata, proprio sulla base delle indicazioni scaturite nel corso del lavoro di tesi, sono tra quelle che più risultano gravose e penalizzanti. A queste importanti aggiunte si affiancano l'inserimento delle lastre *predalles* e la definizione dell'armatura trasversale in maniera indipendente da quella longitudinale, nonché la correzione di piccoli errori e *bug* che facevano arrestare l'analisi o portavano a risultati sbagliati; altresì importante, è stata la modifica del modulo elastico del calcestruzzo in zona fessurata. Con tutte queste modifiche si ritiene di aver portato il codice a fare un piccolo passo avanti verso una funzionalità completa, precisa e, soprattutto, affidabile.

I risultati ottenuti dall'analisi della soletta hanno comunque confermato il buon funzionamento del codice, trovando riscontro con le verifiche svolte manualmente. Questo è molto importante, perché, con una modellazione tridimensionale, è facile perdere il senso fisico dei valori di output e non avere, quindi, chiarezza di cosa il codice stia facendo. È un problema, questo, che non si limita all'utilizzo di questo specifico programma, ma che è cosa comune nell'utilizzo di tutti i software agli elementi finiti. Si è anche visto, nelle ultime analisi del Capitolo 5, come la precisione della modellazione influisca sul risultato, ma anche sui tempi dell'analisi: è necessario dunque, trovare il giusto compromesso tra qualità del risultato e tempistica per raggiungerlo.

## **Sviluppi futuri**

Questa tesi si è occupata solamente del codice legato alla modellazione tridimensionale; sarebbe possibile andare avanti mesi nello studiare a fondo ogni piccolo problema e correggerlo.

Si ritiene che l'obiettivo dei prossimi mesi di lavoro sul codice debba essere indirizzato ad implementare in maniera analitica le verifiche di deformabilità e instabilità, introdotte momentaneamente in via approssimata, così da avere un prodotto utilizzabile nella pratica progettuale; anche le verifiche a fatica sono spesso vincolanti nella progettazione dei ponti e andrebbero implementate nella modellazione tridimensionale, come già fatto nel caso della trattazione

monodimensionale. Inoltre, con queste aggiunte, sarebbe possibile effettuare dei confronti tra la modellazione tridimensionale e quella unifilare.

Parallelamente, però, si suggerisce lo sviluppo di un lavoro analogo alla presente tesi di laurea, con l'obiettivo di studiare proprio il funzionamento della modellazione unifilare, che presenta le già citate verifiche di fatica, di instabilità e di deformabilità.

Infine, come si è visto nel Capitolo 5, si è intervenuti sulla funzione di penalizzazione; essa merita sicuramente uno studio approfondito, in quanto può modificare profondamente gli esiti di un'analisi di ottimizzazione. Va comunque detto che la funzione di penalizzazione è tuttora un filone di ricerca nel campo degli studi sugli algoritmi genetici, e che la sua efficacia può variare a seconda della situazione in cui viene applicata.



# Bibliografia

---

1. **Lucia, Pasquale.** *Progettazione ottimale di ponti in struttura mista acciaio-calcestruzzo ad asse rettilineo mediante algoritmi evolutivi.* Trieste: Università degli Studi di Trieste, 2007.
2. **Zamparo, Roberto.** *Ottimizzazione di un impalcato da ponte in struttura mista acciaio-calcestruzzo mediante i codici di calcolo Straus7 e modeFrontier.* Trieste: Università degli Studi di Trieste, 2005.
3. **Chisari, Corrado.** *AutoBiD 1.0.2.* Trieste: Università degli studi di Trieste, 2010.
4. —. *Progetto di ponti in curva in struttura composta acciaio-calcestruzzo.* Trieste: Università degli Studi di Trieste, 2009.
5. *Optimum topology and shape design of prestressed concrete bridge girders using a genetic algorithm.* **Aydm, Zekeriya e Ayvaz, Yusuf.** 2009.
6. **Lessi, Maurizio.** *Impiego del codice di calcolo Frontier per la progettazione di impalcati da ponte.* Trieste: Università degli Studi di Trieste, 2003.
7. UNI EN 1991. *Azioni sulle strutture.*
8. UNI EN 1992. *Progettazione delle strutture in calcestruzzo.*
9. UNI EN 1993. *Progettazione delle strutture in acciaio.*
10. UNI EN 1994. *Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.*
11. NTC08. *Norme Tecniche per le Costruzioni.*

12. CNR-UNI 10016. *Travi composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per il calcolo e l'esecuzione.*

13. CNR-UNI 10011. *Costruzioni di acciaio. Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.*

14. UNI EN 1990. *Criteri di progettazione strutturale.*