POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Studio degli effetti delle fasi costruttive e della precompressione esterna sui ponti composti Acciaio-Calcestruzzo



Relatore prof. Gabriele Bertagnoli *firma del relatore* **Candidato** Andrea Coronati *firma del candidato*

A.A. 2016/2017

INDICE

1	Intr	oduzione7 -
2	Stru	utture composte Acciaio-Calcestruzzo
	2.1	Considerazioni generali 9 -
	2.2	Travi continue 11 -
3	Por	nti compositi acciaio-calcestruzzo 13 -
	3.1	Sezione trasversale 13 -
	3.2	Configurazione Longitudinale 15 -
	3.3	Trasporto ed installazione telaio in acciaio 15 -
	3.4	Tecniche costruttive della soletta 16 -
	3.5	Sviluppo sostenibile 18 -
	3.6	Ritiro e fessurazione 20 -
4	Ma	teriali 22 -
	4.1	Calcestruzzo 22 -
	4.2	Acciaio per armature ordinarie 27 -
	4.3	Acciaio da carpenteria 28 -
	4.4	Acciaio da precompressione 29 -
5	Ana	alisi globale 31 -
	5.1	Modello agli Elementi finiti 31 -
	5.2	Larghezza efficace 32 -
	5.3	Zone fessurate 33 -
	5.4	Ritiro e viscosità 35 -
	5.5	Durabilità 36 -
6	Cas	so di studio 37 -
	6.1	Descrizione generale 37 -
	6.2	Fasi costruttive 42 -
7	Мо	dello agli Elementi finiti 43 -
	7.1	Calibrazione 43 -
	7.2	Caratteristiche Generali 49 -

8	S	tato tensionale fasi costruttive
	8.1	Strategia di getto 1 51 -
	8.2	Strategia di getto 2 56 -
	8.3	Confronto strategie 61 -
9	Ρ	recompressione Esterna 64 -
	9.1	Perdite e cadute di tensione 66 -
	9.2	Precompressione nelle strutture miste 66 -
	9.3	Applicazioni al caso di studio 67 -
10	D	Verifiche agli stati limite 76 -
	10.1	Classificazione delle sezioni in acciaio 77 -
	10.2	Stato limite di esercizio 79 -
	10.3	Stato limite ultimo 81 -
	10.4	Soluzione alternativa per la sezione sugli appoggi interni
1	1	Risultati Verifiche 86 -
	11.1	Processo iterativo 86 -
	11.2	SLE 92 -
	11.3	SLU 107 -
12	2	Conclusioni 120 -
1;	3	Bibliografia 123 -

INDICE FIGURE

Figura 2.1- Esempio trave mista acciaio calcestruzzo	9 -
Figura 2.2- Comportamento flessionale trave composta	- 10 -
Figura 2.3- Redistribuzione delle sollecitazioni	- 12 -
Figura 3.1- Sezioni tipologiche ponti misti acciaio-calcestruzzo (2)	- 13 -
Figura 3.2- Configurazione longitudinale	- 15 -
Figura 3.3 – Casseformi mobili (2)	- 16 -
Figura 3.4 – Casseformi a perdere (2)	- 17 -
Figura 3.5 – Sequenza costruttiva ottimizzata (2)	- 17 -
Figura 3.6 – Soletta prefabbricata (2)	- 18 -
Figura 4.1 – Diagramma tensione-deformazione (9)	- 22 -
Figura 4.2 – Legame costitutivo verifiche (9)	- 23 -
Figura 4.3 – Legame costitutivo acciaio ordinario (A idealizzato, B calcolo)	- 28 -
Figura 4.4 – Legame costitutivo acciaio da carpenteria	- 28 -
Figura 4.5 – Diagramma tensioni-deformazioni per acciaio da precompressione	- 29 -
Figura 5.1 – Modello a grigliato	- 31 -
Figura 5.2 – Metodo II fessurazione	- 34 -
Figura 5.3 – Valori limite dell'ampiezza delle fessure (7)	- 36 -
Figura 6.1- Andamento longitudinale (8)	- 37 -
Figura 6.2 - Sezione trasversale impalcato (8)	- 38 -
Figura 6.3 - Sezione travi longitudinali (dimensioni in [mm])	- 38 -
Figura 6.4 – Disposizione armature soletta (7)	- 39 -
Figura 6.5 – Disposizione longitudinle armature e sezioni travi longitudinali	- 40 -
Figura 6.6 – Disposizione trasverale carichi load model 1	- 41 -
Figura 6.7 – Strategia di getto 1	- 42 -
Figura 6.8 – Strategia di getto 2 (ottimizzata)	- 42 -
Figura 7.1 – Casi analizzati	- 44 -
Figura 7.2 – Andamento tensioni nel tempo	- 45 -
Figura 7.3 – Andamento dello sforzo normale nel tempo	- 46 -
Figura 7.4 – Andamento delle tensioni nel tempo	- 47 -
Figura 7.5 – Anamento dello sforzo nomale nel tempo	- 47 -
Figura 7.6 – tipologico modello elementi finiti del caso di studio	- 49 -
Figura 7.7 – Sezione trasversale semplificata (7)	- 50 -
Figura 8.1- Aperura fessure, Tensioni armature e soletta sull'appoggio P1	- 62 -
Figura 8.2 – Evoluzione del valore medio delle fessure nel tempo	- 63 -
Figura 9.1 - Stato tensionale conf. Precompressione A strategia di getto 1	- 70 -

Figura 9.2 - Stato tensionale conf. Precompressione A strategia di getto 2	
Figura 9.3 Stato tensionale conf. Precompressione B strategia di getto 1	
Figura 9.4 Stato tensionale conf. Precompressione B strategia di getto 2	
Figura 9.5 – Valore medio dell'aperura delle fessure (soluzione con la precompressione)	
Figura 9.6 – Apertura delle fessure, Stato tensionale della soletta e delle armature sull'appoggio P1 casi	
con precompressione 75 -	
Figura 10.1- Diagramma interazione N-M 82 -	
Figura 11.1 – Zone fessurate modello elastico, strategia di getto 1	
Figura 11.2 – Zone fessurate modello elastico, strategia di getto 2	
Figura 11.3 – Zone fessurate modello elastico, Prec. A. strategia di getto 1	
Figura 11.4 – Zone fessurate modello elastico, Prec. A. strategia di getto 2	
Figura 11.5 – Zone fessurate modello elastico, Prec. B. strategia di getto 1	
Figura 11.6 – Zone fessurate modello elastico, Prec. B. strategia di getto 2	
Figura 11.7 –Verifiche allo SLE breve termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)	
Figura 11.8 –Verifiche allo SLE breve termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)	
Figura 11.9 –Verifiche allo SLE breve termine, Prec. A strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 95 -	
Figura 11.10 –Verifiche allo SLE breve termine, Prec. A strategia di getto 2 (Valori normalizzati) 96 -	
Figura 11.11 –Verifiche allo SLE breve termine, Prec. B strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 97 -	
Figura 11.12 –Verifiche allo SLE breve termine, Prec. B strategia di getto 2 (Valori normalizzati) 98 -	
Figura 11.13 –Verifiche allo SLE lungo termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)	
Figura 11.14 –Verifiche allo SLE lungo termine, strategia di getto 2 (Valori normalizzati) 100 -	
Figura 11.15 –Verifiche allo SLE lungo termine, Prec. A strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 101 -	
Figura 11.16 –Verifiche allo SLE lungo termine, Prec. A strategia di getto 2 (Valori normalizzati) 102 -	
Figura 11.17 –Verifiche allo SLE lungo termine, Prec. B strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 103 -	
Figura 11.18 –Verifiche allo SLE lungo termine, Prec. B strategia di getto 2 (Valori normalizzati) 104 -	
Figura 11.19 –Verifiche allo SLU breve termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 107 -	
Figura 11.20 –Verifiche allo SLU breve termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 108 -	
Figura 11.21 –Verifiche allo SLU breve termine, Prec. A strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 109 -	
Figura 11.22 –Verifiche allo SLU breve termine, Prec. A strategia di getto 2 (Valori normalizzati) 110 -	
Figura 11.23 –Verifiche allo SLU breve termine, Prec. B strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 111 -	
Figura 11.24 –Verifiche allo SLU breve termine, Prec. B strategia di getto 2 (Valori normalizzati) 112 -	
Figura 11.25 –Verifiche allo SLU lungo termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 113 -	
Figura 11.26 –Verifiche allo SLU lungo termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 114 -	
Figura 11.27 –Verifiche allo SLU lungo termine, Prec. A strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 115 -	
Figura 11.28 –Verifiche allo SLU lungo termine, Prec. A strategia di getto 2 (Valori normalizzati) 116 -	
Figura 11.29 –Verifiche allo SLU lungo termine, Prec. B strategia di getto 1 (Valori normalizzati) 117 -	
Figura 11.30 –Verifiche allo SLU lungo termine, Prec. B strategia di getto 2 (Valori normalizzati) 118 -	

INDICE TABELLE

Tabella 6-1 – Caratteristiche materiali	- 39 -
Tabella 7-1 – Caratteristiche materiali	- 44 -
Tabella 7-2 – Caratteristiche sezioni	- 45 -
Tabella 7-3 – Grado di rilassamento	- 46 -
Tabella 7-4 - grado di rilassamento	- 47 -
Tabella 7-5 - Sforzo nomale	- 48 -
Tabella 7-6 – Parametri caratteristiche tempo dipendenti Model Code 1990	- 49 -
Tabella 8-1 – Stato tensionale strategia di getto 1	- 56 -
Tabella 8-2 - Stato tensionale strategia di getto 2	- 61 -
Tabella 8-3 – Estensione zone fessurate per la strategia di getto 1 e 2	- 61 -
Tabella 8-4 – Tensione media nelle armature (risultati analisi non-lineare)	- 62 -
Tabella 8-5– Tensione massima nelle armature (risultati analisi non-lineare)	- 62 -
Tabella 9-1 – Caratteristiche meccaniche acciaio da precompressione caso di studio	- 68 -
Tabella 9-2 - Configurazione precompressione A	- 68 -
Tabella 9-3 – Configurazione precompressione B	- 69 -
Tabella 9-4 – Peso acciaio da precompressione per metro quadro	- 69 -
Tabella 9-5 Estensione zone fessurate per la strategia di getto 1 e 2 con precompressione	- 74 -
Tabella 9-6 - Tensione media nelle armature (risultati analisi non-lineare) casi con precompressione	- 74 -
Tabella 9-7 - Tensione media nelle armature (risultati analisi non-lineare) casi con precompressione	- 74 -
Tabella 10-1 – Funzione χw	- 84 -
Tabella 11-1 – Procedura iterativa modello elastico strategia di getto 1	- 87 -
Tabella 11-2 –Percentuale Zone fessurate modello elastico, strategia di getto 1	- 87 -
Tabella 11-3 – Procedura iterativa modello elastico strategia di getto 2	- 88 -
Tabella 11-4 –Percentuale Zone fessurate modello elastico, strategia di getto 2	- 88 -
Tabella 11-5 – Procedura iterativa modello elastico Precompressione A, strategia di getto 1	- 89 -
Tabella 11-6 –Percentuale Zone fessurate modello elastico, Prec. A strategia di getto 1	- 89 -
Tabella 11-7 – Procedura iterativa modello elastico Precompressione A, strategia di getto 2	- 90 -
Tabella 11-8 –Percentuale Zone fessurate modello elastico, Prec. A strategia di getto 2	- 90 -
Tabella 11-9 – Procedura iterativa modello elastico Precompressione B, strategia di getto 1	- 91 -
Tabella 11-10 –Percentuale Zone fessurate modello elastico, Prec. B strategia di getto 1	- 91 -
Tabella 11-11 – Procedura iterativa modello elastico Precompressione B, strategia di getto 2	- 92 -
Tabella 11-12 –Percentuale Zone fessurate modello elastico, Prec. B strategia di getto 2	- 92 -
Tabella 11-13 – Valori medi verifiche SLE breve termine	105 -
Tabella 11-14 – Valori medi verifiche SLE lungo termine	105 -
Tabella 11-15 – Valori massimi verifiche SLE breve termine	105 -

Studio degli effetti delle fasi costruttive e della precompressione esterna sui ponti composti Acciaio-Calcestruzzo

Tabella 11-16 – Valori massimi verifiche SLE lungo termine	106 -
Tabella 11-17 – Valori medi verifiche SLU breve termine	119 -
Tabella 11-18 – Valori medi verifiche SLU lungo termine	119 -
Tabella 11-19 – Valori massimi verifiche SLU breve termine	119 -
- Tabella 11-20 – Valori massimi verifiche SLU lungo termine	119 -

Andrea Coronati

1 Introduzione

Le strutture, nel corso della storia, hanno subito una evoluzione determinata dallo sviluppo scientifico, tecnologico e sociale. Fino al 18 secolo, circa, i ponti erano principalmente realizzati in legno o muratura, fin quando, con l'avvento della rivoluzione industriale, è stato possibile utilizzare e sfruttare il ferro e successivamente l'acciaio. Il primo ponte realizzato in ferro fu l'Iron Bridge at Coalbrookdale in Inghilterra verso la fine del '700. Nei secoli successivi, grazie allo sviluppo e miglioramento dell'acciaio, si è arrivati a realizzare ponti di luce prima impensabili. Nel contempo si sono manifestate le problematiche legate alle strutture realizzate con questo materiale: sicuramente l'acciaio infatti permette di progettare strutture molto resistenti, leggere con elevata velocità di costruzione, tuttavia a questi pregi bisogna affiancare gli alti costi di manutenzione, legati alla protezione dalla corrosione, e all'alto rapporto carichi variabili carichi permanenti. Questi fattori hanno indotto i progettisti ad utilizzare un nuovo materiale, il cemento Portland. Si pensava che il cemento, paragonato all'acciaio, fosse un materiale con un costo di manutenzione praticamente nullo. A metà del 1800 venne ideato il calcestruzzo armato che affianca la resistenza a compressione del calcestruzzo con la grande resistenza a trazione dell'acciaio immerso nel conglomerato sotto forma di barre. Il calcestruzzo armato e precompresso a partire degli inizi del 1900 ha dimostrato di essere una ottima soluzione, sia economicamente che strutturalmente, per luci piccole e medie. Mentre i ponti in solo acciaio rappresentano un'ottima soluzione per le grandi luci, per le quali il grande peso del calcestruzzo risulta essere svantaggioso.

Negli anni '60 compaiono le prime strutture composte acciaio-calcestruzzo che rappresentavano una competitiva alternativa all'utilizzo del calcestruzzo precompresso per luci di media lunghezza. L'impalcato è realizzato con una soletta superiore in calcestruzzo armato sorretto da un telaio in acciaio. Questi due elementi collaborano grazie alla presenza di connettori, che garantiscono un comportamento solidale tra i due materiali. Queste strutture hanno un ottimo comportamento se sottoposte a momenti positivi, ovvero soletta compressa e

trave tesa, se invece sono sottoposte a momenti negativi il calcestruzzo può fessurarsi dando vita così ad una incertezza sulla reale rigidezza della struttura e problemi di durabilità.

I ponti composti a travata continua in corrispondenza degli appoggi intermedi, per i carichi verticali e anche per deformazioni imposte, si fessurano. Le fessure, oltre a modificare la rigidezza del ponte, espongono maggiormente le armature al rischio di corrosione, che può compromettere il comportamento in servizio della struttura. È dunque di fondamentale importanza lo studio dell'entità e della estensione delle fessure.

La soletta in calcestruzzo può essere prefabbricata oppure gettata in sito. In quest'ultimo caso la soletta viene gettata in segmenti di lunghezza limitata, i quali possono essere possono essere realizzati in maniera continua oppure discontinua. Per ridurre gli sforzi di trazione nel calcestruzzo in corrispondenza degli appoggi di continuità, viene prima realizzata la soletta in campata e per ultimo sugli appoggi intermedi. L'ottimizzazione della strategia di getto permette di ridurre la fessurazione dovuta ai carichi permanenti.

In queste tipologia di struttura il ritiro del calcestruzzo può produrre una fessurazione sia a breve termine che a lungo termine. Il calcestruzzo subito dopo il getto inizia a subire una diminuzione di volume, ma questa contrazione è vincolata dalla presenza della trave in acciaio rigidamente collegata alla soletta per mezzo di connettori. Nasce di conseguenza uno stato di coazione che porta la soletta in trazione e che comprime ed inflette la trave in acciaio.

Il controllo dell'aperura delle fessure avviene utilizzando un adeguato quantitativo di armature ordinarie e riducendo le forze di trazione applicate. Quest'ultimo obbiettivo può essere raggiunto ottimizzando le fasi costruttive della soletta oppure applicando alla struttura una precompressione esterna che non solo migliora il comportamento in esercizio della struttura ma anche allo stato limite ultimo.

2 Strutture composte Acciaio-Calcestruzzo

2.1 Considerazioni generali

Le strutture composte sono formate da:

- Trave in acciaio: laminata, saldata o reticolare;
- Soletta in calcestruzzo armato;
- Connettore;



Figura 2.1- Esempio trave mista acciaio calcestruzzo

I connettori sono di fondamentale importanza poiché prevengono, se dimensionati appositamente, ogni movimento relativo tra l'intradosso della soletta e l'estradosso della trave, di conseguenza la fibra inferiore della soletta e la fibra superiore della trave hanno la stessa deformazione. In questo modo si ottimizzano le proprietà dei due materiali, e si aumenta la rigidezza della struttura rispetto alla medesima struttura realizzata senza connettori.

In campo elastico, la trave se sottoposta a momento flettente presenta il seguente andamento delle tensioni e deformazioni (Figura 2.2).



Figura 2.2- Comportamento flessionale trave composta

Nel caso di momento positivo, l'asse neutro si trova relativamente in alto, la soletta risulta compressa mentre l'acciaio lavora prevalentemente in trazione. I materiali operano nella configurazione ottimale e si evitano i problemi legati all'instabilità dell'acciaio (la flangia superiore compressa è vincolata alla soletta). Nel caso invece di momento agente negativo la soletta lavora a trazione, se si supera la resistenza a trazione del calcestruzzo, la soletta non offre resistenza la quale verrà sviluppata solamente dalle armature longitudinali e dalla trave in acciaio. L'acciaio lavora in compressione ed è quindi soggetto all'instabilità mentre il calcestruzzo risulta fessurato e quindi possono nascere problemi legati alla durabilità strutturale. *"La durabilità della struttura è la capacità di garantire il servizio per il quale la struttura stessa è stata progettata e la relativa sicurezza per il periodo di vita atteso"* (1).

Complessivamente una costruzione composta rispetto ad una costruzione di solo acciaio comporta:

- Risparmio del peso di acciaio;
- Riduzione del peso strutturale;
- Aumento della rigidezza ed una conseguente riduzione delle frecce, nonché un migliore comportamento sismico.

2.2 Travi continue

Una trave continua rispetto ad una semplicemente appoggiata ha i seguenti vantaggi:

- Minore rapporto altezza luce;
- Aumento della frequenza di vibrazione;
- Struttura più robusta.

Il principale svantaggio è che necessita di una progettazione più onerosa:

- Anche se la trave in acciaio ha una sezione costante la rigidezza flessionale può variare lungo l'asse orizzontale a causa della fessurazione del calcestruzzo;
- Variazione della larghezza efficace della soletta (shear-lag);
- Distribuzione variabile delle armature;

Mentre nelle strutture in calcestruzzo la fessurazione avviene sia nelle zone a momento positivo sia a momento negativo, nelle strutture composte la fessurazione interessa principalmente le zone a momento negativo dove il calcestruzzo può essere sottoposto ad importanti sforzi di trazione. Anche gli effetti a lungo termine del ritiro del calcestruzzo possono portare a fessurazione zone più estese della trave. L'inerzia nella zona completamente fessurata diminuisce notevolmente, e questo porta ad una incertezza nella distribuzione longitudinale dei momenti e di conseguenza sull'entità delle fessure ipotizzata. La tensione nella soletta è influenzata dalla sequenza costruttiva, effetto della temperatura, e dal ritiro del calcestruzzo.

Si prenda ad esempio la trave in figura 2.3 sottoposta ad un carico verticale uniformemente distribuito. Si consideri prima la soletta resistente a trazione (CASO A) e si consideri il caso in cui la soletta si fessura in corrispondenza degli appoggi per una lunghezza pari al 15% delle rispettive luci (CASO B). La diversa rigidezza comporta una variazione dell'andamento del momento flettente. Dunque per una corretta valutazione dello stato tensionale è essenziale valutare attentamente la rigidezza della struttura.



Figura 2.3- Redistribuzione delle sollecitazioni

Il calcolo dell'apertura delle fessure, ottenuto a partire dallo stato tensionale, influisce sulla durabilità della struttura.

3 Ponti compositi acciaio-calcestruzzo

L'impalcato dei ponti realizzati in calcestruzzo-acciaio è composto da una soletta armata connessa a delle travi longitudinali oppure ad una trave a cassone aperta superiormente. Si riportano di seguito due sezioni tipologiche.



Figura 3.1- Sezioni tipologiche ponti misti acciaio-calcestruzzo (2)

Lo schema Bi-trave viene generalmente utilizzato per coprire luci tra i 40 e 90m mentre lo schema a cassone per luci tra i 50 e i 150m.

I ponti a trave continua oltre ad avere i vantaggi legati alla continuità strutturale, permettono di ridurre il numero di appoggi e di conseguenza la dimensione delle pile. Altro vantaggio di questa tipologia strutturale è legata alla loro realizzazione, che tende a minimizzare i lavori in cantiere, grazie alla possibilità di prefabbricare gli elementi in acciaio ed anche della soletta. Le stesse travi in acciaio sorreggono i casseri per il getto della soletta. In questo modo di garantisce una elevata velocità di costruzione.

3.1 Sezione trasversale

3.1.1 Schema Bi-trave o Twin-Girder

La maggior parte dei ponti composti sono realizzati secondo lo schema bi-trave. La soletta in calcestruzzo, è sorretta da due travi con sezione ad I connesse fa di loro per mezzo di traversi.

Generalmente le travi sono realizzate saldando delle piastre in acciaio. Solamente per luci molto piccole è possibile utilizzare dei profili laminati. Longitudinalmente la larghezza della flangia è tipicamente costante mentre lo spessore varia, lo stesso vale per l'anima: altezza costante spessore variabile. I connettori, solitamente pioli, sono saldati sulla flangia superiore.

Le travi secondarie, tipicamente non in contatto con la soletta, hanno una sezione ad l e sono saldate direttamente agli irrigidimenti a T verticali delle travi principali. In corrispondenza degli appoggi, le travi secondarie sono più grosse in quanto permettono il trasferimento delle azioni orizzontali ed impediscono l'instabilità delle travi principali. Le travi secondarie intermedie sono tipicamente necessarie ad evitare l'instabilità della flangia inferiore che in alcuni tratti può essere compressa. Durante le fasi costruttive impediscono l'instabilità anche della flangia superiore ancora non vincolata alla soletta. I traversi hanno un interasse minore o uguale a 8m. Molto spesso l'interasse è costante ma può essere diminuito in corrispondenza degli appoggi a causa dell'instabilità flesso-torsionale.

La soletta ha uno spessore usualmente variabile tra i 24 e 40cm trasversalmente, costante longitudinalmente. Oltre a collaborare con l'acciaio longitudinalmente, la soletta ripartisce i carichi verticali sulle travi principali, ed impedisce in campata l'instabilità flesso-torsionale. La larghezza non supera i 15m, per larghezze maggiori si può utilizzare una precompressione. La soletta viene gettata in opera su casseformi oppure su conci prefabbricati.

3.1.2 Schema a cassone

Le travi a cassone sono molto meno comuni a causa della maggiore complessità e costo per la realizzazione e per la manutenzione. Con questa tipologia di impalcato si possono coprire luci oltre ai 90m. Tipicamente viene adottata questa tipologia per motivi puramente estetici, infatti i ponti a cassone rispetto al twin-girder appaiono più snelli.

La sezione è composta da una trave ad U in acciaio realizzata saldando due flange superiori, due anime ed una flangia inferiore. La soletta è praticamente identica a quella del precedente caso.

La flangia inferiore, di spessore costante, è rinforzata longitudinalmente al fine di evitare fenomeni di instabilità locali.

3.2 Configurazione Longitudinale

I ponti in acciaio-calcestruzzo forniscono una grande flessibilità in termini di distribuzione delle luci. Per ponti molto lunghi il rapporto tra campate laterali e campate intermedie dovrebbe essere circa 0.8, mentre per ponti di modesta lunghezza si può scendere fino a 0.5-0.6.



Figura 3.2- Configurazione longitudinale

Un impalcato di altezza costante è una soluzione più economica per motivi di fabbricazione ed installazione. Alternativamente si possono adottare soluzioni con altezza variabile linearmente, parabolicamente o cubicamente. Quest'ultime dovrebbero essere adottate solamente in casi eccezionali a causa del maggior costo legato alla complessità realizzativa e di installazione.

Il rapporto tra l'altezza delle travi in acciaio e la luce per lo schema bi-trave è nell'intorno di 1/28 mentre per lo schema a cassone il rapporto può variare tra 1/30 ed 1/40.

3.3 Trasporto ed installazione telaio in acciaio

Le travi in acciaio vengono pre-assemblate in stabilimento, e successivamente trasportate in sito dove vengono installate. La lunghezza dei conci dipende dal metodo di trasporto ed installazione utilizzato. Ovviamente conviene

massimizzare la lunghezza in modo tale da minimizzare le saldature da effettuare in cantiere.

Il varo del ponte può avvenire per spinta o per sollevamento.

3.4 Tecniche costruttive della soletta

Le tecniche esistenti possono essere divise in due famiglie: soletta gettata in sito o prefabbricata.

3.4.1 Getto in opera

Il getto in opera ha molti vantaggi tra cui minimizzare il numero di giunti. Il getto del calcestruzzo purò essere effettuato con l'utilizzo di casseformi mobili. In questo caso la lunghezza del getto può variare tra gli 8 e 25m. Le cassaformi mobili viaggiano sulle due travi che lavorano effettivamente come binari.



Figura 3.3 – Casseformi mobili (2)

Un'alternativa alle casseformi mobili sono le casseformi a perdere, che possono essere tipicamente Predalles. Gli eventuali sbalzi sono sostenuti da strutture temporanee. In questo caso le lastre devono essere dimensionate per sorreggere il peso proprio, il getto, ed eventuali carichi variabili.



Figura 3.4 – Casseformi a perdere (2)

In fase di progettazione risulta di fondamentale importanza andare a stabilire la corretta sequenza di costruzione poiché essa influisce sullo stato tensionale in esercizio. In particolare, in corrispondenza degli appoggi di continuità, l'estradosso risulta teso, e già durante le fasi costruttive la soletta potrebbe fessurarsi. Quindi è preferibile realizzare prima il getto in mezzeria e solamente alla fine completare la soletta in corrispondenza degli appoggi.



Figura 3.5 – Sequenza costruttiva ottimizzata (2)

Nel caso di luci di ridotta entità può essere economicamente non conveniente l'utilizzo di casseformi mobili, in questi casi si preferisce l'utilizzo di una cassaforma fissa.

3.4.2 Soletta completamente prefabbricata

La soletta viene gettata in cantiere in segmenti di lunghezza di 2.5/4m. Raggiunta la resistenza voluta gli elementi ottenuti vengono posti sulle travi in acciaio e vengono gettati i nodi di chiusura.



Figura 3.6 – Soletta prefabbricata (2)

Questa tecnica di costruzione permette di diminuire notevolmente i tempi di costruzione, di eliminare gli effetti del ritiro a breve termine e di ridurre anche fino al 50% gli effetti del ritiro a lungo termine una volta installati gli elementi sul telaio in acciaio. Tuttavia questa tecnica richiede una grande attenzione in fase di progetto e di realizzazione dei segmenti.

3.5 Sviluppo sostenibile

"Lo sviluppo sostenibile è la costruzione di strutture robuste e durature che permettono un risparmio di materiale, di energia, e che garantiscono un minore impatto ambientale e sulla salute ad un costo economico accettabile". (2)

- 18 -

> Ottimizzazione delle risorse:

I ponti compositi di nuova concezione sono strutture per le quali il consumo dei materiali è effettivamento ottimizzato grazio all'utilizzo di sezioni ad I, membrature di spesso struttura permette di diminuire la d supporti.

4a 4b 3a 3b 2a 2b 1a 1b PRECAST PARTS CAST IN SITU PARTS > Vulnerabilità agli impatti accidentali:

I ponti compositi, specialmente la tipologia bi-trave, non forniscono una elevata resistenza agli impatti a causa della intrinseca debolezza della flangia inferiore.

> Resistenza ai terremoti:

I moderni ponti compositi sono molto resistenti rispetto l'azioni sismiche grazie alla minor peso della struttura.

> Vulnerabilità agli incendi:

Anche se gli incendi al di sotto dell'impalcato sono molto rari, i ponti in acciaio-cls forniscono una minore resistenza alle alte temperature rispetto ad un ponte interamente in cls.

> Durabilità:

Al fine di garantire una adeguata durabilità della struttura bisogna verificare che lo stato impermeabile sia adatto ed installato correttamente, l'aperura delle fessure sia limitata, l'acciaio da carpenteria sia protetto e che i fenomeni legati alla fatica siano stati considerati durante la costruzione e la vita della struttura.

> Manutenzione:

I lavori di manutenzione tipicamente richiesti sono la ripittura ogni 20-30 anni circa e la sostituzione dei giunti di espansione.

> Demolizione e riciclo:

Le strutture civili in generale sono difficili da demolire e riciclare, ma contrariamente ad un ponte interamente in cls, il telaio in acciaio di un ponte misti è facilmente divisibile e riciclabile.

3.6 Ritiro e fessurazione

La corrosione dell'armatura ordinaria, soggetta all'aggressività chimica dell'ambiente, causa un degrado del calcestruzzo ed un peggior comportamento in esercizio delle strutture: apertura delle fessure ed una diminuzione di rigidezza. La fessurazione della soletta è la principale causa dell'esposizione delle acciaio ordinario agli agenti atmosferici (umidità, cloruri, ecc...), che ha come risultato una prematura corrosione delle armature.

La fessurazione può avvenire durante le fasi costruttive, nelle quali il calcestruzzo ha una bassa resistenza, oppure in esercizio. I carichi ed i fenomeni che possono causare la fessurazione prima dell'apertura del ponte sono il peso proprio, macchinari utilizzati durante la costruzione, le fasi costruttive, il ritiro e la temperatura di idratazione. La fessurazione prematura è controllata principalmente dalle caratteristiche reologiche del calcestruzzo, ad esempio tipologia del cemento, rapporto acqua cemento, contenuto di cemento, additivi, umidità relativa dell'ambiente e temperatura e dalle modalità costruttive. La protezione del cls in fase di maturazione è molto importante in quanto il ritiro dipende molto da queste fasi iniziali (3).

Il ritiro ha una grande influenza sulla fessurazione: le travi in acciaio vincolano la soletta impedendole di accorciarsi. Nascono di conseguenza delle tensioni di trazione nella soletta proporzionali alla rigidezza del calcestruzzo, della trave in acciaio ed all'entità della deformazione imposta. La rigidezza del calcestruzzo è proporzionale alla resistenza, quindi l'utilizzo di un cls con un basso modulo elastico comporta una diminuzione delle tensioni, tuttavia diminuisce anche la resistenza a trazione aumentando così la facilità con cui la soletta si fessura (3). In passato l'attenzione era concentrata sulla fessurazione della soletta prodotta dai carichi in esercizio. In Francia si progettavano le strutture in modo tale che la soletta non fosse in trazione. Questo approccio richiedeva la precompressione della soletta oppure il sollevamento delle travi principali in acciaio in corrispondenza delle pile prima del getto della soletta. Una che il calcestruzzo raggiunge la resistenza voluta, il telaio veniva riabbassato. Tuttavia questi metodi

aumentavano notevolmente il costo generale dell'opera con una conseguente perdita di competitività (4).

Ai giorni d'oggi l'attenzione è concentrata sulla limitazione dell'aperura delle fessure che può essere ottenuta in diversi modi:

- Soddisfacendo determinati criteri e dettagli progettuali: percentuale minima di armature; tensione massima nelle armature; diametro delle armature.
- Utilizzando appropriati metodi costruttivi della soletta.
- Impiegando la precompressione esterna.

Il progetto allo stato limite di esercizio è molto incerto, in quanto dipende principalmente dalle caratteristiche del calcestruzzo, non note con certezza in fase di progetto. Inoltre il calcestruzzo ha un comportamento non lineare anche in esercizio, che viene complicato dalla presenza della fessurazione, tensionstiffening, ritiro e viscosità.

4 Materiali

Nei successivi paragrafi si riportano sinteticamente le caratteristiche dei materiali ritenute fondamentali per lo sviluppo della tesi.

4.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo è il materiale che, insieme all'acciaio da carpenteria, contribuisce maggiormente alla rigidezza della struttura. È prodotto unendo elementi lapidei di diverse dimensioni con un legante, il cemento, la cui presa è attivata dall'acqua. Le caratteristiche finali variano in funzione del dosaggio dei componenti e dalle tecnologie di produzione. Il calcestruzzo è inoltre un materiale le cui caratteristiche variano significativamente nel tempo.

4.1.1 Grandezze caratterizzanti

Il calcestruzzo è caratterizzato da una grande resistenza a compressione e da una scarsa resistenza a trazione. La resistenza a compressione è definita da prove a compressione su provini cilindrici o cubici. Nel prospetto 3.1 della norma UNI EN-1992-1 sono fornite le grandezze caratterizzanti in funzione della classe di appartenenza del cls.



Figura 4.1 – Diagramma tensione-deformazione (9)

La stessa norma fornisce la relazione tensioni-deformazioni per analisi strutturali non-lineari.

La relazione mostrata in figura 4.1 è descritta dalla seguente espressione:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta}$$

dove

- $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$
- ε_{c1} è la deformazione sotto la massima tensione
- $k = 1.05 E_{cm} |\varepsilon_{c1}| / f_{cm}$
- f_{cm} è la resistenza media a compressione a 28 giorni.

Per la verifica delle sezioni trasversali la normativa propone dei legami costitutivi semplificati. Tipicamente si utilizza il diagramma parabola rettangolo.



Figura 4.2 – Legame costitutivo verifiche (9)

La relazione mostrata nella figura precedente è descritta dalla seguente espressione:

$$\sigma_{c} = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_{c}}{\varepsilon_{c2}} \right)^{n} \right] \text{ per } 0 \le \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_{c} = f_{cd} \qquad \text{ per } \varepsilon_{c2} < \varepsilon_{c} \le \varepsilon_{cu2}$$

dove:

- n è l'esponente secondo il prospetto 3.1;
- ε_{c2} è la deformazione al raggiungimento della massima tensione;

- ε_{cu2} è la deformazione ultima;
- f_{cd} è la resistenza di progetto;

I valori dei precedenti parametri sono forniti dal prospetto 3.1 precedentemente citato.

La resistenza a trazione, a compressione ed il modulo elastico sono grandezze che dipendono dal tempo, il Model Code 1990 fornisce delle relazioni che legano queste grandezze al tempo.

> Resistenza a compressione:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm}$$

dove:

$$\beta_{cc}(t) = exp\left\{s\left[1 - \left(\frac{28}{t/t_1}\right)^{\frac{1}{2}}\right]\right\}$$

con:

- $f_{cm}(t)$ è la resistenza media a compressione al tempo t;
- f_{cm} è la resistenza media a compressione a 28 giorni;
- s è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento (s=0.25 per cementi normali e a rapida presa)
- Modulo elastico:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t)E_{ci}$$

dove:

$$\beta_E(t) = \left[\beta_{cc}(t)\right]^{\frac{1}{2}}$$

con

- *E_{ci}* modulo elastico a 28 giorni;

Le precedenti formulazioni sono valide per una temperatura media di 20°C.

4.1.2 Ritiro

La viscosità ed il ritiro sono due importanti fenomeni che devono essere presi in considerazione ed analizzati attentamente.

Il ritiro è quel fenomeno legato alla diminuzione di volume progressiva causata dalla perdita di acqua. Il fenomeno può essere distinto in tre parti:

- ritiro autogeno dovuto allo sviluppo dei fenomeni di idratazione, l'acqua viene impiegata nei processi di idratazione;
- ritiro da essiccamento dovuto all'evaporazione dell'acqua che non partecipa alle reazioni di idratazione;
- ritiro plastico legato all'evaporazione dell'acqua durante le prime ore dopo il getto. La velocità di evaporazione dipende dalle condizioni ambientali (velocità del vento, temperatura) e dalla quantità di cemento.

La prima parte è praticamente indipendente dalle condizioni ambientali e si sviluppa nei primi giorni successivi al getto. La seconda invece dipende fortemente dall'umidità relativa e dal rapporto tra il volume e la superficie esposta dell'elemento il calcestruzzo e si sviluppa lentamente nel tempo.

Il Model Code 1990 (5) fornisce le espressioni per calcolare la deformazione da ritiro che risulta essere:

$$\varepsilon_{cs}(t,t_s) = \varepsilon_{cso}\beta_s(t-t_s)$$

dove:

- t_s è il tempo in cui inizia il ritiro;
- β_s è la funzione che descrive l'andamento del ritiro nel tempo
- $\varepsilon_{cso} = \varepsilon_s(f_{cm})\beta_{RH}$

Il valore di $\varepsilon_s(f_{cm})$ è ottenuto da:

$$\varepsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cmo})] \cdot 10^{-6}$$

con:

- $f_{cmo} = 10 MPa;$

- β_{sc} è un coefficiente che dipende dal tipo di cemento;

$$- \beta_{RH} = \begin{cases} -1.55\beta_{sRH} \ per \ 40\% \le RH < 99\% \\ 0.25 \ per \ RH \ge 99\% \end{cases}$$

Andrea Coronati

 β_{sRH} è funzione dell'umidità relativa, RH.

$$\beta_{sRH} = 1 - \left(\frac{RH}{RH_0}\right)^3$$

con $RH_0 = 100\%$.

Lo sviluppo nel tempo del ritiro è dato da:

$$\beta_s(t-t_s) = \left[\frac{(t-t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t-t_s)/t_1}\right]^{0.5}$$

dove:

-
$$t_1 = 1 \ giorno;$$

-
$$h_0 = 100 \ mm$$
.

4.1.3 Viscosità

Il calcestruzzo se sottoposto ad una forza subisce una deformazione istantanea elastica proporzionale alla forza stessa. Se questa forza resta costante nel tempo, nei materiali visco-elastici come il calcestruzzo, la deformazione aumenta nel tempo fino a raggiungere un valore costante. L'entità della deformazione viscosa dipende dal tempo di applicazione del carico ed è considerata proporzionale alla deformazione elastica iniziale (viscosità lineare valida se $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$). Si introduce il coefficiente di viscosità $\phi(t, t_o)$ tale per cui la deformazione viscosa è data da:

$$\varepsilon_{cr}(t,t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}}\phi(t,t_0)$$

Il coefficiente di viscosità può essere calcolato come:

$$\phi(t,t_0) = \phi_o \beta_c (t-t_0)$$

dove:

- ϕ_o è il coefficiente di viscosità di base;
- β_c è la funzione che descrive lo sviluppo della viscosità nel tempo;
- *t* è l'età del calcestruzzo al momento considerato;
- t_0 è l'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico;

Il coefficiente di viscosità di base può essere stimato da:

$$\phi_o = \phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0)$$

con:

$$- \phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/RH_0}{0.46(h/h_0)^{1/3}}$$
$$- \beta(f_{cm}) = \frac{5.3}{0.46(f_{cm}/f_{cm0})^{1/2}}$$
$$- \beta(t_0) = \frac{1}{0.1 + (t_0/t_1)^{0.2}}$$

dove:

$$- h = 2A_c/u$$

- f_{cm} è la resistenza media a compressione a 28 giorni;
- RH è l'umidità relativa
- $RH_0 = 100\%$
- h è il raggio idraulico dell'elemento: A_c è l'area della sezione trasversale
 ed u è il perimetro dell'elemento in contatto con l'atmosfera.

-
$$h_0 = 100 \ mm$$

- $t_1 = 1 giorno$

Lo sviluppo della viscosità nel tempo è dato da:

$$\beta_c(t - t_0) = \left[\frac{(t - t_0)/t_1}{\beta_H + (t - t_0)/t_1}\right]^{0.3}$$

con:

-
$$\beta_H = 150 \left\{ 1 + \left(1.2 \frac{RH}{RH_0} \right)^{18} \right\} \frac{h}{h_0} + 250 \le 1500$$

4.2 Acciaio per armature ordinarie

L'acciaio ordinario viene utilizzato per compensare la limitata resistenza a trazione del cls, ed ha una grande importanza nella limitazione dell'apertura delle fessure. La Norma UNI EN 1992-1-1 nel prospetto C.1 fornisce le caratteristiche affinché le armature possano considerarsi idonee all'utilizzo.

Per la verifica delle sezioni trasversali la stessa norma permette l'utilizzo di un legame costituito semplificato elasto-perfettamente plastico oppure elastoplastico incrudente simmetrico a trazione e compressione.



Figura 4.3 – Legame costitutivo acciaio ordinario (A idealizzato, B calcolo)

4.3 Acciaio da carpenteria

L'acciaio da carpenteria è caratterizzato da un legame costitutivo simmetrico elasto-plastico-incrudente.



Figura 4.4 – Legame costitutivo acciaio da carpenteria

La norma EN 1993-1-1:2005 fornisce i requisiti minimi da garantire per l'idoneità dell'acciaio.

Mentre l'acciaio ordinario viene principalmente utilizzato sotto forma di barre, l'acciaio da carpenteria è utilizzato per produrre profilati (laminati a caldo o a freddo) e lamiere. Sperimentalmente si è visto che all'aumentare dello spessore della membratura diminuisce la tensione di snervamento e la tensione di rottura.

L'acciaio inoltre deve garantire una determinata resilienza in modo tale da evitare fratture fragili. In fase di progetto bisogna scegliere attentamente la tipologia di acciaio che possiede una tenacità minima data la temperatura di progetto, lo spessore e la tensione in esercizio.

Per la verifica delle sezioni la stessa norma permette l'utilizzo di un legame costituito semplificato elasto-perfettamente plastico.

4.4 Acciaio da precompressione



Figura 4.5 – Diagramma tensioni-deformazioni per acciaio da precompressione

L'acciaio da precompressione ha tipicamente un legame costitutivo senza una ben definita deformazione di snervamento (Figura 4.5). Si individuano:

- $f_{p0,1k}$ il valore caratteristico di tensione per il quale si ha una deformazione residua di 0.1%.
- f_{pk} il valore massimo di carico a trazione.

Per quanto riguarda il calcolo e la progettazione la norma permette di utilizzare il diagramma di figura 4.3.

Le armature da precompressione devono soddisfare determinate caratteristiche di duttilità, resistenza alla fatica e di sensibilità alla corrosione sotto tensione. Si introduce il concetto di rilassamento, ovvero le cadute di tensione nel tempo che avvengono dopo l'applicazione di una deformazione imposta. La norma distingue tre classi in funzione del grado di rilassamento e della tipologia di armatura. Inoltre sono fornite le formulazioni per il calcolo delle perdite per rilassamento che sono ottenute a partire da: perdita a 1000 ore dopo la messa in tensione, il tempo t dopo la messa in tensione, il valore della tensione iniziale e dalla resistenza a trazione.

5 Analisi globale

Scopo dell'analisi globale è la determinazione della distribuzione delle sollecitazioni interne. Con riferimento alla norma EN 1994-2:2005, l'analisi globale può essere effettuata in campo elastico, con opportune correzioni per gli effetti non lineari come la fessurazione del calcestruzzo, oppure può essere effettuata in campo non-lineare tenendo in conto il legame costitutivo dei materiali. Anche se l'analisi è effettuata in campo elastico o elasto-plastico. Nell'analisi bisogna tener conto degli effetti dello shear-lag, dell'instabilità locale, della fessurazione della soletta, delle fasi costruttive e dei fenomeni lenti del calcestruzzo.



Figura 5.1 – Modello a grigliato

5.1 Modello agli Elementi finiti

Uno dei metodi più comuni per modellare ponti composti è l'utilizzo di un grigliato piano. In questo modello la struttura è semplificata come una serie di travi longitudinali e trasversali interconnesse rigidamente. Gli elementi trasversali rappresentano la rigidezza della soletta trasversalmente, gli elementi longitudinali rappresentano invece la rigidezza omogeneizzata della trave in acciaio e della soletta efficace. Se le sezioni variano longitudinalmente bisogna tener contro delle eccentricità degli assi baricentrici.

Gli elementi trasversali hanno una sezione rettangolare di larghezza B pari all'interasse degli elementi, ed una altezza h pari allo spessore della soletta.

La sezione trasversale degli elementi longitudinali è data dalla soletta, la cui larghezza tiene conto degli effetti dello shear-lag, e dalla trave in acciaio. Questi due elementi vengono omogeneizzati con il coefficiente *n* che dipende dal tipo di carico e dall'età della struttura.

È importante sottolineare che gli elementi trasversali della soletta sono utilizzati principalmente per modellare la distribuzione trasversale dei carichi verticali. L'analisi della soletta viene infatti eseguita con un modello locale in grado di rappresentare correttamente il comportamento in caso di carichi concentrati. In corrispondenza delle zone fessurate la sezione degli elementi longitudinali deve essere cambiata. In particolare la sezione sarà composta dalla trave in

acciaio e dall'armatura longitudinale.

5.2 Larghezza efficace

Il concetto di larghezza collaborante permette di semplificare notevolmente il modello di calcolo perché in questo modo si evita l'impiego un elemento bidimensionale per rappresentare la soletta.

Le tensioni longitudinali variano lungo la larghezza della flangia in calcestruzzo. La teoria flessionale permette di ricavare con semplicità il valore massimo della tensione se la larghezza della flangia viene sostituita con una larghezza efficace. La dimensione della larghezza efficace nelle travi continue è governata dalla distribuzione dei carichi e dalla distanza tra i punti a momento nullo.

La norma EN 1994-2:2005 fornisce le relazioni per il calcolo della larghezza efficace nel paragrafo 5.4.1.2.

5.3 Zone fessurate

Come precedentemente accennato nel caso in cui il calcestruzzo dovesse risultare fessurato bisogna cambiare l'inerzia della sezione e questo in una struttura iperstatica produce una variazione della distribuzione delle sollecitazioni. La fessurazione può avvenire per le deformazioni da ritiro (durante le fasi costruttive e a lungo termine) e per i carichi verticali.

L' EN 1994-2:2005 fornisce due metodi semplificati applicabili per analisi elastiche:

- Metodo I: Il primo passo è il calcolo delle tensioni dell'estradosso della soletta considerando la condizione non fessurata per la combinazione di carico caratteristica. Dove le tensioni superano 2f_{ctm} si considera la sezione fessurata. La sezione fessurata è definita dalla trave in acciaio e dalle armature comprese nella soletta collaborante. A questo punto si ricalcolano le sollecitazioni nella configurazione fessurata e si ripetono le verifiche tensionali. Il processo iterativo si interrompe quando le tensioni sono inferiori al limite stabilito.
- Metodo II: il secondo metodo è non iterativo, si considera il ponte fessurato a sinistra e a destra degli appoggi di continuità per una lunghezza pari al 15% della rispettiva luce. Questo metodo è applicabile solamente se le luci sono simili e se non è applicata una precompressione.



Figura 5.2 – Metodo II fessurazione

"Il valore limite di 2f_{ctm} deriva dalle seguenti considerazioni:

- Il tension-stiffening porta ad incremento di resistenza a trazione (durante le fasi iniziali di fessurazione);
- La reale resistenza a trazione del cls è probabilmente maggiore di f_{ctm};
- Il metodo I è basato sull'inviluppo delle sollecitazioni, quindi le zone fessurate non sono tanto estese quanto determinate nelle analisi." (6)
5.4 Ritiro e viscosità

La viscosità può essere tenuta in considerazione utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione *n.* La norma EN 1994-2:2005 fornisce la seguente formulazione:

$$n = n_0 [1 + \psi_L \varphi_t]$$

dove:

- n₀ è il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e quello del calcestruzzo a breve termine;
- φ_t è la funzione di viscosità (ved. Par 4.1.3)
- ψ_L dipende dal tipo di carico e può essere paria a: 1.1 per i carichi permanenti, 0.55 per le azioni del ritiro e 1.5 per la precompressione da deformazione imposta.

In fase di progettazione bisogna quindi realizzare 4 modelli:

- Modello con le sole travi in acciaio per le fasi costruttive (se devono essere tenute in conto altrimenti non è necessario).
- II. Modello con il coefficiente di omogeneizzazione per le azioni permanenti.
- III. Modello con il coefficiente di omogeneizzazione a breve termine per i carichi variabili.
- IV. Modello con il coefficiente di omogeneizzazione da ritiro.

Il ritiro produce una distribuzione di tensione auto-equilibrata sulla sezione, e se la struttura è iperstatica un'ulteriore distribuzione sull'intera struttura. A causa del ritiro la soletta sarà soggetta a tensioni di trazione.

Le tensioni prodotte dal ritiro possono essere calcolate applicando prima la forza di trazione $N_c = \varepsilon_{cs} A_s E_c$ (con $E_c = E_a/n$) alla sola soletta e poi la stessa forza invertita di segno all'intera struttura considerando ovviamente l'eccentricità tra il baricentro della soletta e della trave omogeneizzata.

5.5 Durabilità

Una struttura deve garantire il servizio e la sicurezza durante la vita utile per la quale è stata progettata. Il livello di protezione da adottare dipende dall'utilizzo previsto, dalle condizioni ambientali, dalla vita utile di progetto, dal programma di manutenzione e dalle azioni.

Per una struttura in calcestruzzo armato l'aspetto fondamentale è la protezione delle armature ordinarie dalla corrosione. La protezione delle armature dipende dallo spessore del copriferro, ovvero lo spessore di calcestruzzo che ricompre l'armatura, dall'entità delle fessure e dalla massa volumica.

Le condizioni ambientali dipendono dall'entità degli attacchi chimici e fisici subiti dalla struttura nel corso del tempo. In funzione della classe di esposizione, definitine a partire dalle condizioni ambientali, bisogna proteggere le armature dalla carbonatazione, dai cloruri, dai cicli gelo/disgelo e dagli attacchi chimici.

Una volta determinata la classe di esposizione definite nel prospetto 4.1 della norma (7), si definisce la classe di resistenza minima del calcestruzzo, il massimo rapporto acqua cemento ed il contenuto minimo di cemento. I parametri precedenti influiscono sulla penetrazione delle sostanze aggressive. Nota la classe di esposizione, la classe di resistenza e la vita utile di progetto si determina il copriferro minimo tale da garantire sia l'aderenza che la protezione delle armature.

Le fessure del calcestruzzo, generate dai carichi esterni o dal ritiro, devono essere limitate al fine di non compromettere la durabilità e la funzionalità della struttura stessa. L'Eurocodice 2 fornisce i valori limite di aperura delle fessure in funzione delle classi di esposizione (Figura 5.3).

Classe di esposizione	Elementi di calcestruzzo armato normale e precompresso con cavi non aderenti	Elementi precompressi con cavi aderenti			
	Combinazione di carico quasi-permanente	Combinazione di carico frequente			
X0, XC1	0,41	0,2			
XC2, XC3, XC4	0.2	0,2 ²			
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3	0,3	Decompressione			
Nota 1 Per le classi di esposizione X0, XC1, l'ampiezza delle fessure non influenza la durabilità e questo limite è posto per garantire un aspetto accettabile. In assenza di requisiti relativi all'aspetto questo limite può essere mitigato. Nota 2 Per queste classi di esposizione, inoltre, si raccomanda che la decompressione sia verificata sotto la combinazione di carico quasi-permanente.					

Figura 5.3 – Valori limite dell'ampiezza delle fessure (7)

6 Caso di studio

Nel capitolo precedente è mostrato l'approccio della normativa per la progettazione di strutture miste calcestruzzo-acciaio. Nel manuale (7) viene riportata l'analisi e la verifica di un ponte bi-trave secondo normativa seguendo un approccio elastico lineare. Si è voluto prendere lo stesso ponte e modellarlo con un software di calcolo commerciale, "CSI SAP2000", per effettuare un'analisi non-lineare a fasi al fine di cogliere correttamente la fessurazione della soletta causata dalle fasi costruttive, dal ritiro e l'effetto della precompressione esterna.

6.1 Descrizione generale

Il ponte misto calcestruzzo-acciaio ha una sezione bi-trave e si estende per una lunghezza di 200m su tre campate da 60, 80, 60m rispettivamente. In accordo con la guida (7) sono state effettuate le seguenti semplificazioni:

- Allineamento orizzontale piano;
- Estradosso impalcato piano;
- Altezza costante delle travi longitudinali di 2800mm;
- Ponte non posizionato in curva.





La sezione trasversale è simmetrica rispetto l'asse centrale del ponte. La soletta, il cui spessore varia tra 0.25m e 0.4m (in corrispondenza delle travi in acciaio), ha una larghezza di 12m ed una pendenza sull'estradosso costante del 2.5%. Le travi principali hanno un interasse di 7m.



Figura 6.2 - Sezione trasversale impalcato (8)

Le due travi longitudinali hanno una altezza di 2800mm, larghezza della flangia superiore di 1000m e larghezza della flangia inferiore di 1200mm costanti. Sono state utilizzate 4 sezioni differenti.



Figura 6.3 - Sezione travi longitudinali (dimensioni in [mm])

La soletta longitudinalmente è armata secondo due diverse configurazioni:



Figura 6.4 – Disposizione armature soletta (7)

Le travi secondarie sono disposte sugli appoggi di continuità e estremità ed anche con un interasse di 7.5m lungo le campate laterali e con un interasse di 8m lungo la campata centrale.

6.1.1 Materiali

Il calcestruzzo utilizzato per la soletta è di classe C35/45, l'acciaio da carpenteria è un S355 mentre l'acciaio ordinario è un B450C.

CLS		ACCIAO S35	ACCIAO	ACCIAO B450C	
f _{ck} [MPa]	35	f _v [MPa]	355	f _v [MPa]	450
f _{ctm} [MPa]	3,2	f _u [MPa]	470	f _u [MPa]	540
E _{cm} [MPa]	34077	E _a [MPa]	210000	E _a [MPa]	200000

Tabella 6-1 – Caratteristiche materiali

Andrea Coronati



Figura 6.5 – Disposizione longitudinle armature e sezioni travi longitudinali

6.1.2 Azioni

Sulla struttura agiscono il peso proprio della struttura, i carichi permanenti non strutturali (4 kN/m²), il vento, le variazioni termiche e le azioni del traffico.

6.1.2.1 Vento

Le azioni del vento sono state calcolate in accordo con quanto dettato nel paragrafo 3.3 del D.M 14.01.2008 (NTC 2008). Il ponte si trova in zona I con una classe di rugosità del terreno D.

6.1.2.2 Azioni termiche

L'Eurocodice 1 permette di utilizzare un approccio semplificato per il quale le azioni termiche sono modellate applicando una differenza termica costante alla soletta pari a $\pm 10^{\circ}C$.

6.1.2.3 Azioni del traffico

In accordo con l'Eurocodice 1 il traffico è stato modellato utilizzando il Load Model 1 per il quale è previsto un sistema di forze concentrate ed uno di carichi distribuiti. Il sistema di forze concentrate (tandem system) è dato da 4 forze per corsia distanziate di 1.2m longitudinalmente e di 2 trasversalmente.



Figura 6.6 – Disposizione trasverale carichi load model 1

6.2 Fasi costruttive

Al fine di valutare l'influenza delle fasi costruttive sullo stato tensionale, e di conseguenza sulla fessurazione, sono state analizzate due diverse strategie di getto. Si è ipotizzato di realizzare getti da 25m ogni 10 giorni. La prima strategia non è ottimizzatala, la seconda è ideata per ridurre le tensioni di trazione nella soletta in corrispondenza degli appoggi intermedi.



6.2.1.1 Strategia di getto 1

Figura 6.7 – Strategia di getto 1

6.2.1.2 Strategia di getto 2



Figura 6.8 – Strategia di getto 2 (ottimizzata)

7 Modello agli Elementi finiti

Il ponte è stato modellato con il software commerciale "SAP2000", che permette di effettuare analisi a fasi non-lineari. La non linearità viene assegnata ad elemento attraverso l'attribuzione di una "Cerniera" caratterizzata da una lunghezza relativa. Se la lunghezza relativa è minore di 1, l'elemento è composto da una parte elastica e da una parte non-lineare.

La tipologia di "Cerniera" utilizzata in questo modello è a fibre: la sezione viene suddivisa in strati ad ognuno dei quali si associa un'area, un baricentro ed il materiale. Per ogni fibra vengono calcolate le tensioni che integrate sull'intera sezione forniscono la forza risultante ed il momento. Le tensioni di taglio e torsione vengono trascurate. Generalmente questo modello si basa sull'ipotesi che le sezioni rimangono piane dopo l'inflessione. Le tensioni vengono definite sulla base della deformazione calcolata con il "displacement method" (8).

Nel caso in esame la soletta è stata suddivisa in 22 fibre: 20 fibre da 2cm di spessore circa per il calcestruzzo; 2 fibre per l'armatura superiore ed inferiore rispettivamente.

7.1 Calibrazione

Per l'analisi delle sollecitazioni nel ponte, al fine di cogliere al meglio il comportamento della struttura durante le diverse fasi costruttive, nel modello realizzato con il software "SAP2000", sono stati considerate sia la non linearità dei materiali che le caratteristiche tempo dipendenti del calcestruzzo, utilizzato per la realizzazione della soletta.

Il comportamento non lineare dei materiali nel modello non è distribuito nell'elemento ma localizzato nelle cerniere. Quindi ad ogni elemento, per cogliere la non linearità del materiale, viene associata una cerniera plastica con una determinata lunghezza impostata dall'utente. Nella restante parte dell'elemento, il comportamento resta elastico lineare. Di conseguenza è stato necessario comprendere come interagissero le caratteristiche tempo dipendenti del calcestruzzo (ritiro, viscosità, variazione del modulo elastico e della resistenza) con le cerniere non-lineari. È stato dunque realizzato un modello molto semplice e sono stati analizzati i risultati, i quali hanno mostrato che le cerniere non considerano i parametri tempo dipendenti del materiale.

7.1.1 Modello trave incastrata-incastrata

È stata inizialmente considerata una trave incastra alle estremità in tre configurazioni:

- Lunghezza cerniera plastica (Fiber Hinge) pari a 0.1m;
- Lunghezza cerniera plastica (Fiber Hinge) pari a 0.5m;
- Comportamento interamente elastico.

In questo esempio è stato preso in considerazione solamente la viscosità del calcestruzzo.



Figura 7.1 – Casi analizzati

Le caratteristiche dei materiali e delle sezioni sono riportati in tabella 7-1 e 7-2.

	Calcestruzzo	Acciaio
Modulo Elastico [MPa]	34077	210000
f _{ctm} [MPa]	3.6	450

Tabella 7-1 – Caratteristiche materiali

	Sezione A-A	Sezione B-B		
	[m ²]	[m ²]		
Area calcestruzzo	0.25	0.25		
Area acciaio	0	0.01		
Area omogeneizzata	0.25	0.31		

Tabella 7-2 – Caratteristiche sezioni

Il comportamento a trazione del cls è stato considerato elastico lineare fino a rottura per trazione.

Inizialmente è stata considerata solamente la viscosità, modellata secondo quanto dettato dal Model Code 90 considerando un'umidità relativa del 70%. La trave è stata caricata con una deformazione imposta $\varepsilon_{imp} = -1 \cdot 10^{-4}$ in modo tale da evitare la fessurazione. Si riportano di seguito i risultati facendo una distinzione fra le tensioni nella zona elastica e zona plastica. L'intervallo di tempo assunto è pari a 10 giorni e l'età di messa in carico del calcestruzzo è di 10 giorni.



Figura 7.2 – Andamento tensioni nel tempo

Si può notare che le tensioni nella zona elastica (Figura 7.2) sono più elevate rispetto a quelle nella zona non-lineare, questo è giustificato dal fatto che nella cerniera vengono modellate anche le barre di rinforzo che ovviamente forniscono una maggiore rigidezza assiale. Il sistema quindi corrisponde a due molle in serie di rigidezza diversa. Infatti il sistema A, più rigido rispetto agli altri, risulta sollecitato da uno sforzo assiale maggiore.



Figura 7.3 - Andamento dello sforzo normale nel tempo

Analizzando l'andamento delle tensioni nel tempo, si vede che il grado di rilassamento è minore nei sistemi con la cerniera plastica. Questa differenza è dovuta al fatto che le deformazioni viscose avvengono solamente nella zona elastica.

GRADO DI RILASSAMENTO A 80GG				
A (Lrel=0.5)	B (Lrel=0.1)	C (Lrel=0)		
0.49	0.71	0.75		

Tabella 7-3 – Grado di rilassamento

È stato analizzato lo stesso modello, imponendo l'uguaglianza delle aree omogeneizzate (A_{omog}=0.31m²) delle due sezioni. Ovviamente in questo caso le tensioni nelle due zone dell'elemento sono uguali.

Studio degli effetti delle fasi costruttive e della precompressione esterna sui ponti composti Acciaio-Calcestruzzo

Andrea Coronati



Figura 7.4 – Andamento delle tensioni nel tempo

Lo sforzo normale iniziale risulta lo stesso nei 3 sistemi, tuttavia a causa della differenza nelle lunghezze delle cerniere, il rilassamento nei tre modelli è diverso.



Figura 7.5 – Anamento dello sforzo nomale nel tempo

GRADO DI RILASSAMENTO A 80GG				
A (Lrel=0.5)	C (Lrel=0)			
0.45	0.70	0.75		

Tabella 7-4 - grado di rilassamento

7.1.2 Modello con variazione modulo elastico e resistenza

Al fine di valutare come SAP2000 tiene conto della variazione del modulo elastico nel tempo è stato utilizzato il modello precedentemente illustrato considerando anche la variazione del modulo elastico. In questo caso sono stati esaminati: area dell'acciaio nulla e l'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione della deformazione imposta di due giorni. Si riportano di seguito gli sforzi normali derivati dall'analisi a t=2 giorni.

SFORZO NORMALE A 2GG					
A (Lrel=0.5)	B (Lrel=0.1)	C (Lrel=0)			
[kN]	[kN]	[kN]			
707	623	605			

Tabella 7-5 - Sforzo nomale

Questa differenza è legata al fatto che le cerniere plastiche non prendono in considerazione le variazioni del modulo elastico, lo considerano invece costante pari al modulo a 28 giorni.

Per verificare invece come influisce la variazione della resistenza nell'analisi è stato realizzato un modello di una trave incastrata con le stesse caratteristiche geometriche e meccaniche dei modelli precedenti, ed è stata applicata una forza di trazione vicina a quella di fessurazione cambiando l'età del calcestruzzo. Si è visto che tale variazione non è tenuta in conto, infatti la tensione nel cls nella cerniera ha raggiunto valori prossimi alla resistenza a trazione a 28 giorni senza fessurarsi nonostante l'età del calcestruzzo fosse due giorni all'istante di applicazione del carico.

Non considera la variazione del modulo elastico nelle cerniere plastiche, ne tiene conto invece nella zona elastica.

7.2 Caratteristiche Generali

Nella pratica corrente i ponti vengono modellati omogeneizzando le travi longitudinali come illustrato nel paragrafo 5.1 del presente documento. Questo approccio, molto comodo per analisi lineari, non poteva essere utilizzato. La soletta collaborante e la trave in acciaio sono stati modellati separatamente. Gli elementi longitudinali sono stati discretizzati con una lunghezza di 1m. Gli elementi soletta e trave sono stati collegati con dei rigid-link.



Figura 7.6 – tipologico modello elementi finiti del caso di studio

Le cerniere sono state applicate solamente agli elementi longitudinali della soletta con una lunghezza relativa pari a 0.9, e per rappresentare correttamente le deformazioni viscose, che si ricorda sono applicate alla sola parte elastica dell'elemento, quest'ultime sono state moltiplicate per un coefficiente 10.

Al calcestruzzo è stata applicata una legge costitutiva elasto-fragile in trazione, in compressione è stata usata la legge fornita dalla norma (Figura 4.1). Le caratteristiche tempo dipendenti sono state modellate in accordo con il Model Code 1990 considerando i parametri riportati in tabella 7-6.

RH	S	β_{sc}	ts
70%	0.25	0.5	0

Tabella 7-6 – Parametri caratteristiche tempo dipendenti Model Code 1990

La sezione della soletta è stata semplificata come due rettangoli di dimensioni differenti (Figura 7.8).



Figura 7.7 – Sezione trasversale semplificata (7)

Per tener conto dell'effetto dello shear-lag è stata calcolata la larghezza efficace della soletta secondo quanto riportato nel paragrafo 5.2.

Le fasi costruttive considerate sono state quelle illustrate in figura 6.7 e 6.8. L'analisi è proseguita fino al tempo t=100 giorni e t=365000 giorni per effettuare le verifiche agli stati limite.

8 Stato tensionale fasi costruttive

Di seguito si riportano i risultati delle analisi non lineari in diversi periodi significativi:

- Fasi costruttive (da t=10 a t=80gg);
- Applicazione carichi permanenti portati (t=100gg);
- Tempo infinito (t=36500gg);

Si ricorda che nell'analisi non-lineare è stato considerato: il peso proprio della struttura, i fenomeni tempo dipendenti del cls ed i carichi permanenti portati non strutturali.



8.1 Strategia di getto 1











Tabella 8-1 – Stato tensionale strategia di getto 1

8.2 Strategia di getto 2













Tabella 8-2 - Stato tensionale strategia di getto 2

ESTENSIONE ZONE FESSURATE				
t [giorni]	Strategia 1 [m]	Strategia 2 [m]		
40	1	0		
80	0	0		
100	25	1		
36500	133	134		

8.3 Confronto strategie

Tabella 8-3 – Estensione zone fessurate per la strategia di getto 1 e 2

Dalla tabella 8-3 emerge che a 40 giorni la soletta si fessura solamente nella prima strategia di getto. La fessura si richiude parzialmente con le successive configurazioni di carico. A 100 giorni (applicazione carichi permanenti non strutturali) si fessurano 26 elementi nella configurazione 1, e solamente 1 elemento nella configurazione 2. Questa differenza viene quasi ad annullarsi a tempo infinito, a causa delle elevate tensioni di trazione generate dal ritiro.

Come prevedibile le zone inizialmente fessurate sono in corrispondenza degli appoggi di continuità. A tempo infinito la fessurazione si estende anche in zone lontane dagli appoggi intermedi. La minor fessurazione della seconda strategia porta ad avere delle tensioni nelle armature minori.

TENSIONE MEDIA ARMATURE					
t [giorni]	Strategia 1 [MPa]	Strategia 2 [MPa]			
80	8.5	3.3			
100	11.6	3.9			
36500	60.6	53.6			

Tabella 8-4 – Tensione media nelle armature (risultati analisi non-lineare)

TENSIONE MASSIMA ARMATURE					
t [giorni]	Strategia 1 [MPa]	Strategia 2 [MPa]			
80	70.7	14.1			
100	92.2	71.5			
36500	138.5	118.6			

-		o =					/			,
Ιá	abella	8-5-	Tensione	massima	nelle	armature	(risultati	analisi	non-lineai	re)
		•••					(~,



Figura 8.1- Aperura fessure, Tensioni armature e soletta sull'appoggio P1

Nella figura 8.1 si mostra l'andamento delle tensioni e dell'aperura delle fessure nel tempo in corrispondenza dell'appoggio P1 per le due strategie di getto. È

evidente che le fasi costruttive ed il ritiro hanno una grande influenza sullo stato tensionale sia a 100 giorni che a 100 anni.



Figura 8.2 - Evoluzione del valore medio delle fessure nel tempo

Il valor medio delle fessure (Figura 8.2), ottenuto mediando ampiezza delle fessure lungo l'intera lunghezza del ponte, mostra che il ritiro comporta un aumento della fessurazione considerevole.

Si deduce che, in fase di progettazione, è di fondamentale importanza, per limitare la fessurazione, scegliere una strategia di getto ottimizzata.

9 Precompressione Esterna

La precompressione consiste nell'applicazione di uno stato di tensione e deformazione opposto a quello a cui un elemento viene sottoposto in fase di esercizio. Questo stato tensionale si può ottenere attraverso la messa in tensione di opportune armature. L'acciaio da precompressione deve avere determinate caratteristiche tra cui un limite di snervamento elevato ed un rilassamento non eccessivo. Gli acciai da precompressione sono disponibili in forma di barre, fili e trefoli.

La precompressione può essere introdotta in diversi modi:

- Pretensione: utilizzata in strutture prefabbricate, i trefoli sono messi in trazione e su di essi viene effettuato il getto. Maturato il calcestruzzo vengono tagliati i cavi, che precomprimono per aderenza.
- II. Post-tensione: dopo l'indurimento del calcestruzzo i cavi, che passano all'interno di guanine, vengono tesati e successivamente all'interno delle guaine viene inserita una boiacca per garantire l'aderenza dei cavi alla struttura.
- III. Precompressione esterna: i cavi passano esternamente all'elemento e non sono resi aderenti alla struttura. La corrosione è impedita dall'iniezione di grasso, cera o boiacca all'interno delle guaine.

La precompressione esterna rispetto alla post tensione a cavi aderenti presenta i seguenti svantaggi:

- Il tracciato dei cavi è una spezzata (successione di tratti rettilinei);
- Non essendo aderente alla struttura è di difficile calcolo l'incremento di resistenza che apporta allo stato limite ultimo, poiché la deformazione dei cavi è governata dagli spostamenti della struttura e non dalla deformazione della sezione.
- Se sono presenti pochi punti di deviazione ci può essere una diminuzione dell'eccentricità del cavo rispetto al baricentro.

I vantaggi di questa soluzione sono: la possibilità di ispezione e manutenzione e l'eventuale aggiunta di nuovi cavi. La precompressione può essere:

- Integrale: le tensioni sono di interamente compressione per la combinazione di carichi in esercizio;
- A sezione interamente reagente: le tensioni non superano la resistenza a trazione del calcestruzzo;
- Parziale: si opera in regime fessurato.

A seconda del risultato che si vuole ottenere si sceglie la forza di precompressione nei cavi ed il tracciato. La procedura è tipicamente iterativa. Nel caso di travi iperstatiche nascono in generale effetti iperstatici.

Il calcolo degli effetti della precompressione esterna è effettuato applicando delle forze concentrate in corrispondenza degli ancoraggi e dei deviatori. Nota la tensione nel cavo, la forza agente sulla struttura è quella forza cambiata di segno che garantisce l'equilibrio del nodo.

La forza massima che può essere applicata al cavo durante la messa in tensione è:

$$P_{max} = A_p \sigma_{p,max}$$

dove:

- A_p è l'area della sezione trasversale del cavo;

- $\sigma_{p,max}$ è la tensione massima applicabile.

Il valore di tensione massima applicabile raccomandato dalla norma (9) è:

$$\sigma_{p,max} = \min \left\{ 0.8 \cdot f_{p,k}; \ 0.9 \cdot f_{p0,1k} \right\}$$

Definita $P_{m0}(x)$, la forza nel cavo iniziale sottratta delle perdite immediate, è consigliabile che non superi il valore:

$$P_{m0}(x) = A_p \sigma_{p,m0}(x)$$

con $\sigma_{p,m0} = \min \{ 0.75 \cdot f_{p,k}; \ 0.85 \cdot f_{p0,1k} \}$.

Al momento della messa in tensione, la tensione nel calcestruzzo indotta dalla precompressione e dai carichi esterni deve essere minore di 0.6 f_{ck} .

9.1 Perdite e cadute di tensione

La forza nel cavo di precompressione è variabile lungo il tracciato e nel tempo, si definiscono:

- Perdite di tensione: le variazioni della forza che avvengono durante la messa in tensione.
- Cadute di tensione: le variazioni della forza nel tempo. Quest'ultime sono dovute ai fenomeni lenti del calcestruzzo e dal rilassamento dell'acciaio.

Le perdite di tensione possono essere suddivise in:

- Perdite per effettuo mutuo;
- Perdite per attrito;
- Perdite per il rientro degli ancoraggi.

Il calcolo delle perdite è fornito nella norma (9).

9.2 Precompressione nelle strutture miste

Nei precedenti capitoli vengono illustrate le problematiche relative alla fessurazione della soletta nei ponti continui: variazione della rigidezza, peggioramento del comportamento in esercizio e diminuzione delle durabilità. L'introduzione della precompressione esterna può portare ad un miglioramento delle prestazioni della struttura:

- Riduzione dell'apertura delle fessure, con un conseguente miglioramento della durabilità.
- Diminuzione del quantitativo sia di acciaio ordinario che acciaio da carpenteria.
- Ampliamento del campo elastico.
- Miglioramento del comportamento a fatica.
- Limitazione della deformazione.

Per determinare la resistenza della sezione allo stato limite ultimo bisognerebbe valutare correttamente la forza nel cavo, che dipende dalla deformabilità della struttura, difficilmente calcolabile se la soletta si fessura. Test in laboratorio hanno mostrato che l'incremento della forza può essere notevole, tuttavia trascurare questo incremento è un'ipotesi conservativa (10).

La precompressione può essere applicata in diversi modi tra cui:

- I. Alle travi in acciaio prima del getto della soletta.
- II. Alla struttura completa (comportamento composito).

Gli autori in (11) hanno mostrato che, per una trave continua a due campate, il secondo metodo garantisce migliori risultati in termini di apertura delle fessure. Anche le armature traggono un beneficio in quanto raggiungono lo snervamento per carichi maggiori.

In (12) gli autori hanno dimostrato, nel caso di un ponte bi-trave in semplice appoggio, la precompressione esterna permette di risparmiare sul costo totale dell'opera, grazie alla riduzione della sezione delle travi longitudinali e ad alla diminuzione delle armature.

9.3 Applicazioni al caso di studio

Sono state considerate due configurazioni:

- A. Il tracciato e la forza di precompressione sono stati individuati in modo tale che, per i carichi permanenti, le tensioni nella soletta fossero interamente di compressione al tempo iniziale. Questo obbiettivo non poteva essere raggiunto a tempo infinito a causa della reologia del calcestruzzo.
- B. Il tracciato e la forza di precompressione sono stati individuati in modo tale da ottimizzare il comportamento allo stato limite ultimo.

Ogni trave è stata precompressa (al tempo t=90 giorni) considerando due cavi da 30 trefoli e 15 trefoli (A_{trefoli} =139mm²) rispettivamente per i due casi A e B.

I cavi sono disposti simmetricamente rispetto l'anima.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio da precompressione sono riportate in tabella 9.1.

Acciaio precompressione		
Modulo Elastico [MPa]	196000	
<i>f_{p,k}</i> [MPa]	1860	
f _{p0,1k} [MPa]	1600	

Tabella 9-1 – Caratteristiche meccaniche acciaio da precompressione caso di studio



Tabella 9-2 - Configurazione precompressione A

Sulla base delle caratteristiche meccaniche è stato calcolato:

 $\sigma_{p,max} = \min\{1488; 1440\} = 1440 [MPa]$

Per evitare una asimmetria nella forza del cavo è stato ipotizzato che la tesatura avvenga da entrambi i lati applicando una tensione $\sigma_{p,max} = 1400 \ [MPa]$.

In tabella 9-2 e 9-3 sono riportati gli sforzi normale iniziali sottratti delle predite immediate.

Studio degli effetti delle fasi costruttive e della precompressione esterna sui ponti composti Acciaio-Calcestruzzo

Andrea Coronati



Tabella 9-3 – Configurazione precompressione B

Non è stato possibile incrementare la forza di precompressione altrimenti, per le verifiche a lungo termine, l'acciaio ordinario non superava le verifiche tensionali. Inoltre un eccessivo sforzo normale peggiora la resistenza della sezione a momento flettente negativo.

Configurazione	Α	В
Peso acciaio da precompressione per m ²	10.9 [kg/m²]	5.4[kg/m²]

Tabella 9-4 – Peso acciaio da precompressione per metro quadro

La precompressione è stata modellata nel modello non-lineare con deli elementi incernierati alle estremità e collegati rigidamente alla struttura. A questi elementi è stata poi applicata, attraverso una procedura iterativa, una deformazione imposta tale per cui lo sforzo normale coincidesse con quello calcolato in tabella 9.2 e 9.3.

9.3.1 Stato tensionale fasi costruttive

Si riporta lo stato tensionale e fessurativo nella soletta, a t=100 giorni e a t=100 anni, ottenuto dall'analisi non-lineare per le due strategie di getto.



Figura 9.1 - Stato tensionale conf. Precompressione A strategia di getto 1


Figura 9.2 - Stato tensionale conf. Precompressione A strategia di getto 2



Figura 9.3 - - Stato tensionale conf. Precompressione B strategia di getto 1



Figura 9.4 - - Stato tensionale conf. Precompressione B strategia di getto 2

9.3.2 Confronto

ESTENSIONE ZONE FESSURATE						
Precompressione	Precompressione A B					
t [giorni]	Strategia 1 [m]	Strategia 1 Strategia 2 [m] [m]		Strategia 2 [m]		
100	0	0	0	0		
36500	105	108	114	125		

Tabella 9-5 Estensione zone fessurate per la strategia di getto 1 e 2 con precompressione

Si notano immediatamente i benefici apportati dalla precompressione esterna, infatti l'estensione delle zone fessurate per le due strategie di getto (Tab. 9-5) è diminuita notevolmente rispetto alla soluzione senza precompressione in entrambi i casi. Al tempo t=100 giorni non si hanno zone fessurate, e la soletta risulta globalmente compressa. Tuttavia a causa del ritiro e della viscosità del calcestruzzo a tempo infinito la soletta torna in trazione e si fessura. In ogni caso l'entità della fessurazione è minore con l'utilizzo della precompressione esterna anche a lungo termine.

TENSIONE MEDIA ARMATURE						
Precompressione	Precompressione A B					
t [giorni]	Strategia 1 [MPa]	Strategia 1 Strategia 2 [MPa] [MPa]		Strategia 2 [MPa]		
100	-7.7 -11.9		-7.3	-3.4		
36500	32.0	28.3	33.2	40.8		

Tabella 9-6 - Tensione media nelle armature (risultati analisi non-lineare) casi con precompressione

TENSIONE MASSIMA ARMATURE						
Precompressione	Precompressione A B					
t [giorni]	Strategia 1 [MPa]	Strategia 1 Strategia 2 [MPa] [MPa]		Strategia 2 [MPa]		
100	37.8 -5.0		59.6	8.2		
36500	80.4	79.8	104.5	85.6		

Tabella 9-7 - Tensione media nelle armature (risultati analisi non-lineare) casi con precompressione

La tensione massima e media nelle armature sono diminuite. Questi parametri sono direttamente correlati all'aperura delle fessure. In figura 9.5 sono riportati i valori medi dell'apertura delle fessure nel tempo per le due strategie di getto senza la precompressione esterna e con la precompressione.



Figura 9.5 – Valore medio dell'aperura delle fessure (soluzione con la precompressione)

L'utilizzo della precompressione oltre a diminuire il valore medio di apertura delle fessure riduce la differenza fra le due strategie. La strategia ottimizzata garantisce in entrambi i casi una minore fessurazione.

In corrispondenza dell'appoggio P1 è evidente la differenza tra le due soluzioni (Figura 9.6).



Figura 9.6 – Apertura delle fessure, Stato tensionale della soletta e delle armature sull'appoggio P1 casi con precompressione

10 Verifiche agli stati limite

"La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale [..]. In particolare [..] le opere devono possedere i seguenti requisiti:

- Sicurezza nei confronti di stato limite ultimi: capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio [..].
- Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio: capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;"⁽¹⁾

Date le caratteristiche reologiche del calcestruzzo che influenzano il comportamento della struttura in esame nel tempo, le verifiche sono state svolte al tempo t=100 giorni (apertura del ponte al traffico) ed a tempo infinito (100 anni).

Le combinazioni di calcolo considerate sono state:

- SLU:

$$(1.35 \ o \ 1.0)G_k + P_k + \begin{cases} 1.35\{UDL_k + TS_k\} + 1.5F_w\\ 1.35\{UDL_k + TS_k\} + 1.5\{0.6 \ T_k\}\\ 1.5 \ T_k + 1.35\{0.4 \ UDL_k + 0.75 \ TS_k\} \end{cases}$$

$$G_{k} + P_{k} + \begin{cases} \{UDL_{k} + TS_{k}\} + F_{w} \\ \{UDL_{k} + TS_{k}\} + 0.6 T_{k} \\ T_{k} + \{0.4 UDL_{k} + 0.75 TS_{k}\} \end{cases}$$

- SLE Combinazione quasi permanente:

$$G_k + P_k + 0.5 T_k$$

dove:

- G_k sono i carichi permanenti;
- P_k è il carico di precompressione;
- *UDL_k* e *TS_k* sono il carico uniformemente distribuito e concentrato del load model 1;
- T_k è il carico termico;
- F_w è il carico del vento;

10.1 Classificazione delle sezioni in acciaio

La norma (13) nel paragrafo 5.6 introduce il concetto di classe della sezione trasversale che viene utilizzato per la verifica allo stato limite ultimo ed allo stato limite di esercizio. In funzione della snellezza delle membrature, della resistenza dell'acciaio e delle sollecitazioni, una sezione in acciaio si comporta in modo diverso. Le classi sono state introdotte appunto per cogliere queste differenze, fornendo così all'utente gli strumenti per la progettazione. Sono individuate 4 classi in funzione della capacità rotazionale della sezione:

- Classe 1: la sezione raggiunge resistenza plastica senza instabilizzarsi localmente, ed ha elevata capacità rotazionale.
- Classe 2: la sezione è in grado di sviluppare la completa resistenza plastica senza instabilizzarsi, ma ha una ridotta capacità rotazionale;
- Classe 3: la sezione è in grado di raggiungere la resistenza elastica (le fibre compresse si snervano), incrementando il carico si instabilizza localmente;
- Classe 4: la sezione a causa dell'elevata snellezza si instabilizza localmente prima di raggiungere lo snervamento delle fibre compresse.

Nel caso di sezioni snelle un approccio progettuale prevede una diminuzione della parte reagente compressa, ossia si definisce una area efficace ottenuta depurando la sezione di una zona non efficace.

La classificazione viene effettuata sui singoli pannelli che compongono la sezione, la classe della sezione è data dalla classe più alta degli elementi in cui viene scomposta la sezione. Generalmente le flange ricadono raramente in classe 4, mentre l'anima vicino gli appoggi di continuità può essere di classe 3 o 4. Si rimanda alla tabella 5.2 della norma (13) per il calcolo della classe degli elementi interni ed esterni compressi.

10.1.1 Metodo delle aree efficaci

Nel caso in cui una sezione dovesse essere di classe 4 l'approccio più utilizzato è quello delle aree efficaci riportano nella norma (14).L'approccio è di tipo iterativo, si calcolano prima le tensioni in campo elastico, a partire da queste si trova l'area non reagente, si ottengono le nuove caratteristiche della sezione, tenendo in conto di una possibile variazione della posizione del baricentro si ricalcolano le tensioni finché le differenze tra un'iterazione e l'altra delle tensioni è minore di un limite imposto dall'utente.

Per un dato carico, la riserva di resistenza post-critica dipende fortemente dal rapporto delle dimensioni della membratura e dal rapporto tra la distanza fra gli irrigidimenti longitudinali e trasversali. Si distinguono dunque due comportamenti: *plate type behaviuour* e *column type behaviuor*. Il primo ha una grande riserva post-critica mentre il secondo non presenta questo comportamento (15).

Sia *a* la distanza fra gli irrigidimenti verticali e *b* l'altezza del pannello, per piastre non irrigidite se a/b < 1 bisogna considerare il *column type behaviuor*. Si è quindi mantenuto il rapporto a/b maggiore di 1.

L'area efficace della zona compressa, $A_{c,eff}$, si ottiene moltiplicando l'area lorda A_c per un coefficiente ρ che può essere calcolato, per gli elementi interni compressi, come:

$$\begin{cases} \rho = 1.0 \text{ se } \bar{\lambda}_p \le 0.748\\ \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \text{ se } \bar{\lambda}_p > 0.748 \end{cases}$$

La snellezza $\overline{\lambda}_p$ è pari a:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{\left(\frac{b}{t}\right)}{28.4\varepsilon\sqrt{k_\sigma}}$$

 k_{σ} è fornito nelle tabelle 4.1 e 4.2 della norma (14).

La precedente formula è stata sviluppata per descrivere il comportamento allo stato limite ultimo, nel quale le tensioni sulle estremità sono vicine al limite di snervamento. Per valori tensionali più bassi l'area efficace è più grande. Questo effetto è considerato nel parametro di snellezza ridotta:

$$\bar{\lambda}_{p,red} = \bar{\lambda}_p \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y}} \sqrt{\frac{\sigma_{com,Ed}}{f_y}}$$

dove $\sigma_{com,Ed}$ è la massima tensione di compressione calcolata con il metodo delle aree efficaci.

10.2 Stato limite di esercizio

Sono stati considerati gli stati limite di tensione, fessurazione in accordo alle prescrizioni della norma (16).

La verifica relativa alla limitazione delle tensioni nel calcestruzzo, nell'acciaio ordinario e nell'acciaio di carpenteria è stata condotta verificando che:

- nella combinazione Caratteristica risulti:

Calcestruzzo	Acciaio ordinario	Acciaio da carpenteria
$\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$	$\sigma_s \leq 0.8 f_{sk}$	$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_{y}}{\gamma_{M,ser}}$ $\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_{y}}{\sqrt{3}} \cdot \gamma_{M,ser}$ $\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^{2} + 3\tau_{Ed,ser}^{2}} \leq \frac{f_{y}}{\gamma_{M,ser}}$

- nella combinazione Quasi permanente risulti $\sigma_c < 0,45 f_{ck}$;

Il calcolo delle tensioni è stato svolto in campo elastico tenendo in conto la fessurazione del calcestruzzo e la classe delle sezioni.

Il calcolo dell'apertura delle fessure è stato svolto in accordo con le indicazioni fornite al paragrafo 7.3.4 della norma (9), in cui viene fornita la seguente equazione:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

Dove:

- s_{r,max} è la distanza massima fra le fessure;
- ε_{sm} è la deformazione media nell'armatura sotto la combinazione di carico pertinente;
- ϵ_{cm} è la deformazione media del calcestruzzo tra le fessure.

Il termine tra parentesi può essere ottenuto come:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \cdot \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \rho_{p,eff}\right)}{E_s} \ge 0.6 \cdot \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Dove:

- $\sigma_s \dot{e}$ tensione nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata;
- $\alpha_e \dot{e}$ il rapporto E_s/E_{cm} ;
- f_{ct,eff} è valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo;

-
$$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 \cdot A'_p) / A_{c,eff};$$

- A_{c,eff} è area efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura ordinaria o a quella di precompressione;
- A'_p è area delle armature di precompressione pre- o post-tese all'interno di A_{c,eff} (pari a 0 nel caso in esame);
- ξ₁ è rapporto modificato della resistenza per aderenza che tiene conto dei diversi diametri dell'acciaio da precompressione e di quello ordinario (in questo caso pari a 1 essendoci solo armatura ordinaria);
- k_t è fattore dipendente dalla durata dei carichi, pari a 0.4 per carichi di lunga durata, 0.6 per carichi di breve durata.

Per tenere in conto il tension-stiffening, la tensione σ_s è stata incrementata di:

$$\Delta \sigma_s = \frac{0.4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s}$$

dove:

$$- \alpha_{st} = \frac{AI}{A_a I_a}$$

- ρ_s è la percentuale geometrica di armatura.

A ed I sono rispettivamente l'area e l'inerzia della sezione fessurata composta dalla trave in acciaio e le armature, mentre $A_a ed I_a$ sono rispettivamente l'area e l'inerzia della sola sezione in acciaio. Questo incremento viene applicato anche per la verifica dello stato tensionale.

La distanza massima finale tra le fessure può essere ricavata tramite la seguente espressione:

$$s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\phi}{\rho_{p,eff}}$$

Dove:

- ϕ è diametro delle barre;
- c è ricoprimento dell'armatura;
- k₁ è coefficiente che tiene contro delle proprietà di aderenza dell'armatura aderente, pari a 0,8 per barre ad aderenza migliorata;
- k₂ è coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni;
- k_3 è si raccomanda il valore di 3,4;
- k_4 è si raccomanda il valore di 0,425.

Le verifiche risultano soddisfatte se risulta $w_k \le 0,3$ mm per combinazione di carico Quasi permanente.

10.3 Stato limite ultimo

Le sezioni trasversali devono essere verificate a sforzo normale, momento flettente, taglio ed interazione fra di essi.

L'assunzione che viene effettuata allo stato limite ultimo è che incrementando il carico le tensioni aumentino fino ad arrivare alla plasticizzazione. Quindi con l'aumentare del carico lo stato tensionale preesistente viene praticamente annullato. Questa assunzione ovviamente non è valida per lo stato limite di esercizio per il quale le tensioni sono decisamente inferiori al limite di snervamento.

Il modello agli elementi finiti fornisce le sollecitazioni agenti separate ovvero quelle agenti sulla soletta e quelle agenti sulla trave principale. È stato dunque necessario riportare le forze sull'asse baricentrico della sezione composta.

10.3.1 Sforzo Normale e momento flettente

Il calcolo del momento resistente è stato effettuato con l'approccio non lineare, il quale permette di considerare il comportamento non lineare dei materiali (16). Sono stati individuati i campi di rottura delle sezioni ricordando che se la sezione è di classe 3 o 4 la deformazione ultima a compressione dell'acciaio da carpenteria è quella di snervamento. Nel caso di classe 4 è stato applicato il metodo delle aree efficaci. Le ipotesi alla base sono:

- La sezione rimane piana.
- Perfetta aderenza acciaio calcestruzzo.
- Resistenza del calcestruzzo a trazione nulla.

Facendo variare la posizione dell'asse neutro è stato ricavato il diagramma di interazione M-N. Il procedimento di verifica consiste nell'individuare la posizione dell'asse neutro tale per cui lo sforzo normale agente risulti uguale a quello resistente, si confronta cosi il momento agente e quello resistente calcolato: se $M_{ed} \leq M_{Rd}$ la verifica è soddisfatta.



Figura 10.1- Diagramma interazione N-M

Andrea Coronati

10.3.2 Taglio

Si assume che il taglio sia interamente assorbito dalla trave in acciaio, il calcestruzzo non contribuisce.

Qualsiasi sia la classe della sezione si verifica che:

$$V_{ed} \le V_{pl,a,Rd}$$

dove $V_{pl,a,Rd}$ è la resistenza plastica a taglio dell'anima in acciaio calcolata come:

$$V_{pl,a,Rd} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{M0}\sqrt{3}}$$

 A_V è l'area resistente a taglio che può essere presa pari all'area dell'anima. Occorre anche verificare la resistenza all'instabilità per taglio se non è verificata la disuguaglianza:

$$\frac{h_w}{t} \le \frac{31}{\eta} \varepsilon \sqrt{k_\tau}$$

dove:

- h_w è l'altezza dell'anima
- t è lo spessore dell'anima

-
$$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$$

- $\eta = 1.2$ (tiene conto dell'incrudimento dell'acciaio)

-
$$k_{\tau} = 5.34 + 4\left(\frac{h_w}{a}\right)^2$$
 se $\frac{a}{h_w} \ge 1, k_{\tau} = 4 + 5.34\left(\frac{h_w}{a}\right)^2$ se $\frac{a}{h_w} < 1$

con a interasse fra gli irrigidimenti verticali.

La resistenza all'instabilità per taglio si verifica come:

$$V_{ed} \leq V_{b,Rd}$$

 $V_{b,Rd}$ è data dalla somma della resistenza dell'anima e delle flange:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \le \eta \frac{f_{yw} h_w t}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}$$

il contributo di resistenza dell'anima è calcolato come:

$$V_{bw,Rd} = \frac{\chi_w f_{yw} h_w t}{\gamma_{M1} \sqrt{3}}$$

il coefficiente χ_w è fornito nella tabella 5.1 della norma (13).

	Rigid end post	Non-rigid end post
$\overline{\lambda}_w < 0.83 / \eta$	η	η
$0,83/\eta \le \overline{\lambda}_w < 1,08$	0,83/ $\overline{\lambda}_w$	0,83/ $\overline{\lambda}_w$
$\overline{\lambda}_{w} \ge 1,08$	$1,37/(0,7+\overline{\lambda}_{w})$	$0,83 / \overline{\lambda}_w$

Tabella 10-1 – Funzione χ_w

La snellezza $\overline{\lambda}_w$ è ottenuta come:

$$\bar{\lambda}_w = 0.76 \sqrt{f_{yw}/\tau_{cr}}$$

 $\operatorname{con} \tau_{cr} = k_{\tau} \sigma_{E}.$

La tensione elastica σ_E può esser presa pari a:

$$\sigma_E = 190000 \left(\frac{t}{h_w}\right)^2$$

Il contributo della flangia $V_{bf,Rd}$ è stato trascurato in quanto di piccola entità.

10.3.3 Interazione

Se $\bar{\eta}_3$ non è inferiore a 0.5 bisogna considerare l'interazione tra il momento flettente ed il taglio. La combinazione dei due effetti deve soddisfare la seguente disequazione:

$$\bar{\eta_1} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) (2\bar{\eta_3} - 1)^2 \le 1 \ con \ \bar{\eta_1} \ge \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}$$

dove:

- *M_{f,Rd}* è il momento platico resistente della sezione calcolato trascurando completamente l'anima;
- $M_{pl,Rd}$ è il momento plastico resistente dell'intera sezione come se appartenesse alla classe 1.

-
$$\bar{\eta}_1 = M_{ed}/M_{pl,Rd};$$

- $\bar{\eta}_3 = V_{Ed}/V_{bw,Rd}$ se l'anima si instabilizza per taglio, altrimenti $V_{Ed}/V_{pl,a,Rd}$.

La precedente formula si basa sul considerare una tensione resistente minore nell'anima pari a $(1 - (2\bar{\eta}_3 - 1)^2)f_y$. (17)

10.4 Soluzione alternativa per la sezione sugli appoggi interni

Nelle zone a momento negativo (vicino gli appoggi interni) una soluzione per ridurre il quantitativo di acciaio necessario e per migliorare il comportamento allo stato limite ultimo è la realizzazione di una soletta collaborante posta sulle flange inferiori delle travi. Il momento negativo fa si che la soletta rimanga compressa, questo comporta una grande rigidezza flessionale e torsionale. Il vantaggio maggiore è dato dal fatto che allo stato limite ultimo le sezioni in acciaio risultano di classe 1 o 2 anche nelle zone a momento negativo, grazie al fatto che l'asse neutro viene abbassato notevolmente dalla presenza della soletta. La flangia inferiore inoltre risulta vincolata per l'instabilità. (17)

Questa soluzione tuttavia non porta miglioramenti per quanto riguarda il comportamento in esercizio.

11 Risultati Verifiche

Al fine di verificare la struttura allo stato limite ultimo e di esercizio è stato necessario calcolare le sollecitazioni prodotte dalle azioni variabili. Il modello non-lineare, che fornisce le sollecitazioni generate dal peso proprio, dai carichi permanenti portati, dal ritiro, e della precompressione, non poteva essere utilizzato per i carichi variabili. Dunque è stato realizzato un modello elastico lineare sul quale sono stati applicati i carichi variabili. La rigidezza del modello è stata ottenuta applicando il metodo II illustrato nel paragrafo 5.3. Si riportano di seguito i passi seguiti:

- 1. Dall'analisi non lineare, si ottiene la rigidezza della struttura al tempo, t, al quale si vuole effettuare la verifica;
- Gli elementi di soletta longitudinali fessurati nel modello non-lineare sono sostituiti con la sola armatura nel modello lineare. I carichi variabili vengono quindi applicati al modello elastico lineare.
- Note le sollecitazioni vengono calcolate le tensioni nella fibra superiore ed inferiore della soletta. Se la tensione di trazione, nella combinazione caratteristica, supera 2 volte la resistenza a trazione del calcestruzzo, si sostituisce la rigidezza della soletta con la rigidezza delle sole armature;
- Si aggiorna il modello dei carichi variabili con la nuova rigidezza e si torna al punto 3. La procedura è iterativa e si ferma quando le tensioni non superano 2f_{ctm}.
- 5. Con le sollecitazioni finali si eseguono le verifiche allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo.

Le verifiche sono stato eseguite a t=100 giorni e t=100 anni.

11.1 Processo iterativo

In questo paragrafo si riportano i diversi passi per ottenere la rigidezza finale della struttura per i diversi casi analizzati.



11.1.1 Modello strategia di getto 1

Tabella 11-1 – Procedura iterativa modello elastico strategia di getto 1



Figura 11.1 – Zone fessurate modello elastico, strategia di getto 1

PERC. ZONE FESSURATE		Camp. laterale	Camp. Centrale
t_100 aa	P1	20 %	8.7 %
l=100 gg	P2	8.3 %	10 %
t 26500 aa	P1	58.3 %	31.6 %
1=30300 gg	P2	41.7 %	50.0 %

Tabella 11-2 –Percentuale Zone fessurate modello elastico, strategia di getto 1



11.1.2 Modello strategia di getto 2





Figura 11.2 – Zone fessurate modello elastico, strategia di getto 2

PERC. ZONE	PERC. ZONE FESSURATE		Camp. Centrale
t_100 aa	P1	6.7 %	5.0 %
l=100 gg	P2	5.0 %	5.0 %
t 26500 aa	P1	58.3 %	31.6 %
l=36500 gg	P2	41.7 %	50.0 %

Tabella 11-4 –Percentuale Zone fessurate modello elastico, strategia di getto 2

11.1.3 Modello Precompressione A.1



Tabella 11-5 – Procedura iterativa modello elastico Precompressione A, strategia di getto 1



Figura 11.3 – Zone fessurate modello elastico, Prec. A. strategia di getto 1

PERC. ZONE FESSURATE		Camp. laterale	Camp. Centrale
+ 100 gg	P1	0 %	0 %
l=100 gg	P2	0 %	0 %
t-26500 aa	P1	58.3 %	25.0 %
l=30500 gg	P2	16.6 %	50.0 %

Tabella 11-6 – Percentuale Zone fessurate modello elastico, Prec. A strategia di getto 1

11.1.4 Modello Precompressione A.2



Tabella 11-7 – Procedura iterativa modello elastico Precompressione A, strategia di getto 2



Figura 11.4 – Zone fessurate modello elastico, Prec. A. strategia di getto 2

PERC. ZONE FESSURATE		Camp. laterale	Camp. Centrale
+ 100 aa	P1	0 %	0 %
t=100 gg	P2	0 %	0 %
t-26500 aa	P1	58.3 %	27.5 %
l=36300 gg	P2	18.3 %	50.0 %

Tabella 11-8 –Percentuale Zone fessurate modello elastico, Prec. A strategia di getto 2



11.1.5 Modello Precompressione B.1

Tabella 11-9 – Procedura iterativa modello elastico Precompressione B, strategia di getto 1



Figura 11.5 – Zone fessurate modello elastico, Prec. B. strategia di getto 1

PERC. ZONE FESSURATE		Camp. laterale	Camp. Centrale
t 100 aa	P1	0 %	0 %
l=100 gg	P2	1.6 %	1.2 %
t-26500 aa	P1	58.3 %	23.7 %
i=30300 gg	P2	33.3 %	50.0 %

Tabella 11-10 – Percentuale Zone fessurate modello elastico, Prec. B strategia di getto 1



11.1.6 Modello Precompressione B.2

Tabella 11-11 – Procedura iterativa modello elastico Precompressione B, strategia di getto 2



Figura 11.6 – Zone fessurate modello elastico, Prec. B. strategia di getto 2

PERC. ZONE FESSURATE		Camp. laterale	Camp. Centrale
t_100 aa	P1	0 %	0 %
l=100 gg	P2	0 %	0 %
t 26500 aa	P1	58.3 %	32.5 %
l=36500 gg	P2	40.0 %	50.0 %

Tabella 11-12 – Percentuale Zone fessurate modello elastico, Prec. B strategia di getto 2

11.2 SLE

Si riportano gli inviluppi risultati delle verifiche allo stato limite di esercizio normalizzati rispetto al valore limite della rispettiva verifica.

11.2.1 Breve Termine (t = 100 giorni)

11.2.1.1 Strategia di getto 1



Figura 11.7 - Verifiche allo SLE breve termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.2.1.2 Strategia di getto 2



Figura 11.8 -Verifiche allo SLE breve termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.2.1.3 Precompressione A.1



Figura 11.9 - Verifiche allo SLE breve termine, Prec. A strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.2.1.4 Precompressione A.2



Figura 11.10 – Verifiche allo SLE breve termine, Prec. A strategia di getto 2 (Valori normalizzati)

11.2.1.5 Precompressione B.1



Figura 11.11 – Verifiche allo SLE breve termine, Prec. B strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.2.1.6 Precompressione B.2



Figura 11.12 - Verifiche allo SLE breve termine, Prec. B strategia di getto 2 (Valori normalizzati)

11.2.2 Lungo Termine (t=36500 giorni)

11.2.2.1 Strategia di getto 1



Figura 11.13 - Verifiche allo SLE lungo termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)





Figura 11.14 – Verifiche allo SLE lungo termine, strategia di getto 2 (Valori normalizzati)

11.2.2.3 Precompressione A.1



Figura 11.15 - Verifiche allo SLE lungo termine, Prec. A strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.2.2.4 Precompressione A.2



Figura 11.16 – Verifiche allo SLE lungo termine, Prec. A strategia di getto 2 (Valori normalizzati)

11.2.2.5 Precompressione B.1



Figura 11.17 – Verifiche allo SLE lungo termine, Prec. B strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.2.2.6 Precompressione B.2



Figura 11.18 – Verifiche allo SLE lungo termine, Prec. B strategia di getto 2 (Valori normalizzati)

VALORI MEDI VERIFICHE BREVE TERMINE							
Casi	Strat. 1 Strat. 2 A.1 A.2 B.1 B.2						
Fessure	15.8%	16.2%	1.8%	0.0%	8.1%	6.7%	
Tensioni armature	22.6%	23.0%	11.0%	8.5%	17.5%	15.4%	
Tensioni trave	54.5%	54.6%	43.8%	44.5%	46.2%	46.5%	

Tabella 11-13 – Valori medi verifiche SLE breve termine

VALORI MEDI VERIFICHE LUNGO TERMINE							
Casi	Strat. 1	Strat. 2	A.1	A.2	B.1	B.2	
Fessure	17.4%	17.0%	6.4%	6.3%	11.4%	11.0%	
Tensioni armature	26.9%	26.6%	17.3%	17.4%	22.3%	22.2%	
Tensioni trave	55.5%	55.5%	51.1%	51.3%	49.5%	49.8%	

Tabella 11-14 - Valori medi verifiche SLE lungo termine

La precompressione in entrambi i casi, sia a lungo termine che a breve termine, ha ridotto i valori medi e massimi dell'apertura delle fessure, delle tensioni nelle armature e delle tensioni nella trave.

La strategia di getto non influisce in maniera importante nei diversi casi, né sui valori medi né sui valori massimi. Solamente nel caso A si ha grande una differenza iniziale fra le due strategie di getto, differenza che si a annulla lungo termine. Tendenzialmente la strategia di getto ottimizzata garantisce valori leggermente migliori rispetto a quella non ottimizzata.

Mediamente la precompressione permette di ridurre il quantitativo di armatura necessaria e di acciaio da carpenteria.

VALORI MASSIMI VERIFICHE BREVE TERMINE							
Casi	Strat. 1	Strat. 2	A.1	A.2	B.1	B.2	
Fessure	66.8%	67.4%	24.6%	0.0%	45.8%	44.4%	
Tensioni armature	71.3%	73.2%	46.9%	13.6%	60.8%	60.1%	
Tensioni trave	83.4%	84.2%	71.2%	68.6%	77.2%	76.7%	

Tabella 11-15 – Valori massimi verifiche SLE breve termine

VALORI MASSIMI VERIFICHE LUNGO TERMINE							
Casi	Strat. 1	Strat. 2	A.1	A.2	B.1	B.2	
Fessure	69.3%	68.3%	35.7%	36.6%	52.5%	50.6%	
Tensioni armature	75.5%	75.4%	55.3%	55.5%	64.2%	64.3%	
Tensioni trave	85.1%	85.2%	76.7%	76.8%	79.6%	79.8%	

Tabella 11-16 – Valori massimi verifiche SLE lungo termine
11.3 SLU

Si riportano gli inviluppi risultati delle verifiche allo stato limite di ultimo normalizzati rispetto al valore limite della rispettiva verifica.

11.3.1 Breve Termine

11.3.1.1 Strategia di getto 1



Figura 11.19 – Verifiche allo SLU breve termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.3.1.2 Strategia di getto 2



Figura 11.20 – Verifiche allo SLU breve termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.3.1.3 Precompressione A.1



Figura 11.21 - Verifiche allo SLU breve termine, Prec. A strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.3.1.4 Precompressione A.2



Figura 11.22 –Verifiche allo SLU breve termine, Prec. A strategia di getto 2 (Valori normalizzati)

11.3.1.5 Precompressione B.1



Figura 11.23 - Verifiche allo SLU breve termine, Prec. B strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.3.1.6 Precompressione B.2



Figura 11.24 – Verifiche allo SLU breve termine, Prec. B strategia di getto 2 (Valori normalizzati)

11.3.2 Lungo Termine





Figura 11.25 – Verifiche allo SLU lungo termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.3.2.2 strategia di getto 2



Figura 11.26 - Verifiche allo SLU lungo termine, strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.3.2.3 Precompressione A.1



Figura 11.27 – Verifiche allo SLU lungo termine, Prec. A strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.3.2.4

4 Precompressione A.2



Figura 11.28 –Verifiche allo SLU lungo termine, Prec. A strategia di getto 2 (Valori normalizzati)

Studio degli effetti delle fasi costruttive e della precompressione esterna sui ponti composti Acciaio-Calcestruzzo



Precompressione B.1



Figura 11.29 – Verifiche allo SLU lungo termine, Prec. B strategia di getto 1 (Valori normalizzati)

11.3.2.6 Precompressione B.2



Figura 11.30 – Verifiche allo SLU lungo termine, Prec. B strategia di getto 2 (Valori normalizzati)

VALORI MEDI VERIFICHE BREVE TERMINE						
Casi	Strat. 1	Strat. 2	A.1	A.2	B.1	B.2
M _{min}	-20.8%	-21.9%	-38.1%	-36.4%	-29.9%	-28.6%
M _{max}	25.9%	25.7%	15.2%	16.1%	19.4%	20.2%
T _{max}	24.8%	24.8%	23.5%	23.5%	24.2%	24.2%

Tabella 11-17 – Valori medi verifiche SLU breve termine

VALORI MEDI VERIFICHE LUNGO TERMINE						
Casi	Strat. 1	Strat. 2	A.1	A.2	B.1	B.2
M _{min}	-24.0%	-23.4%	-45.9%	-45.3%	-32.6%	-31.4%
M _{max}	21.8%	22.2%	10.3%	10.5%	15.3%	15.8%
T _{max}	25.2%	25.2%	23.8%	23.8%	24.4%	24.4%

Tabella 11-18 – Valori medi verifiche SLU lungo termine

VALORI MASSIMI VERIFICHE BREVE TERMINE						
Casi	Strat. 1	Strat. 2	A.1	A.2	B.1	B.2
M _{min}	-82.1%	-84.3%	-71.9%	-70.9%	-79.2%	-78.1%
M _{max}	67.6%	66.7%	44.6%	46.5%	55.3%	57.0%
T _{max}	95.8%	95.6%	83.9%	84.6%	83.6%	84.3%
Taballa 11.10 Valari maaajimi waxifiaha CLU kuawa tarmaina						

Tabella 11-19 – Valori massimi verifiche SLU breve termine

VALORI MASSIMI VERIFICHE LUNGO TERMINE						
Casi	Strat. 1	Strat. 2	A.1	A.2	B.1	B.2
M _{min}	-86.4%	-86.1%	-81.3%	-81.5%	-82.7%	-82.5%
M _{max}	62.7%	62.8%	37.8%	38.4%	48.0%	48.7%
T _{max}	98.8%	99.0%	79.6%	79.5%	86.2%	86.8%

Tabella 11-20 – Valori massimi verifiche SLU lungo termine

Anche allo stato limite ultimo la precompressione porta molti benefici, i momenti agenti sugli appoggi intermedi ed in mezzeria sono diminuiti. L'effetto della precompressione è maggiore in campata, rispetto che sugli appoggi intermedi. Inoltre il ponte con la precompressione esterna risulta maggiormente sottoposto a momenti negativi per i quali la sezione ha una resistenza minore. Il taglio viene globalmente ridotto dando la possibilità di diminuire l'interasse tra gli irrigidimenti verticali.

In fase di progettazione bisogna valutare attentamente l'entità della precompressione in quanto forze di compressione grandi riducono il momento resistente negativo mentre aumentano quello positivo.

12 Conclusioni

In questa tesi si è voluto affrontare come le fasi costruttive e la precompressione esterna possono influire sulla fessurazione della soletta nei ponti composti acciaio-calcestruzzo a trave continua. Come è noto la fessurazione influisce sulla durabilità della struttura e sulla rigidezza della struttura dalla quale dipende la distribuzione delle sollecitazioni. Una corretta valutazione della fessurazione comporta una migliore valutazione delle tensioni nelle armature, nelle travi longitudinali e nel calcestruzzo.

La fessurazione può avvenire per due motivi:

- Applicazione dei carichi esterni, i quali in corrispondenza degli appoggi di continuità producono momenti negativi che portano in trazione la soletta;
- Il ritiro del calcestruzzo che può portate sia ad una fessurazione prematura che a lungo termine.

La fessurazione prematura dovuta al ritiro può essere controllata calibrando attentamente il mix-design del conglomerato cementizio e prevedendo adeguate procedure di maturazione del calcestruzzo. L'utilizzo di soletta prefabbricata, prodotta in condizioni controllate, permette di ridurre la fessurazione sia a breve termine che a lungo termine. Tuttavia è accompagnata da una progettazione più complessa ed onerosa. Nel caso di soletta gettata in sito al fine di limitare la fessurazione si possono seguire diverse strade:

- Fasi costruttive ottimizzate in modo tale da diminuire lo sforzo di trazione nei segmenti di getto sugli appoggi intermedi;
- Utilizzo della precompressione esterna.

In ogni caso è necessario un'attenta valutazione dell'armatura minima da utilizzare per limitare le fessure da ritiro.

La precompressione esterna, oltre a ridurre la fessurazione, migliora globalmente il comportamento della struttura aumentando la dimensione del campo elastico, migliorando il comportamento a fatica, diminuendo la

deformabilità e permette una riduzione del quantitativo di acciaio ordinario e da carpenteria necessario.

Al fine di valutare gli effetti delle fasi costruttive e della precompressione esterna è stata condotta un'analisi non-lineare di un ponte a struttura mista a tre campate di lunghezza 60,80 e 60 m rispettivamente. Sulla base della fessurazione e delle sollecitazioni dell'analisi-non lineare sono state condotte le verifiche allo stato limite. Sono state considerate due strategie di getto differenti (la prima continua, la seconda ottimizzata) e due configurazioni di precompressione esterna.

L'analisi non lineare ha messo in luce le differenze fra la fessurazione e lo stato tensionale per le due strategie di getto. In tutti i casi la strategia ottimizzata ha portato i migliori risultati: l'apertura delle fessure sugli appoggi intermedi ed il valor medio lungo il ponte sono risultate molto rispetto alla strategia non ottimizzata. Mentre a breve termine il 12.5% e il 0.5% del ponte risultava fessurato per le due strategie di getto rispettivamente, a lungo termine in entrambi i casi il 66% era fessurato.

Le verifiche allo stato limite di esercizio e allo stato limite ultimo non hanno mostrato differenze rilevanti tra le due strategie di getto, nonostante le diverse rigidezze dei modelli utilizzati per il calcolo delle sollecitazioni.

I casi con la precompressione hanno mostrato le grandi potenzialità di questa soluzione. Il modello elastico lineare a breve termine non presentavano, a meno di pochi elementi (caso B.1), zone che avessero superato la tensione 2f_{ctm} nell'inviluppo per il calcolo delle zone fessurate. Tuttavia a lungo termine a causa del ritiro della soletta molti elementi si sono fessurati ed il ponte globalmente è risultato fessurato tra il 52% ed il 62%.

Allo stato limite di esercizio le verifiche sono globalmente migliorate nei casi A e B, sia i valori medi che quelli massimi delle verifiche sono diminuiti rispetto alla soluzione senza precompressione indipendentemente dalla strategia di getto.

I valori sono diminuiti in maniera proporzionale al quantitativo di precompressione utilizzato.

Allo stato limite ultimo l'utilizzo della precompressione esterna risulta essere molto favorevole in campata. Anche sugli appoggi di continuità la verifica flessionale migliora ma di una percentuale minore.

Il taglio viene globalmente ridotto dando la possibilità di diminuire l'interasse tra gli irrigidimenti verticali.

13 Bibliografia

1. **Ministero dei lavori publici.** *Norme Tecniche delle costruzioni .* D.M. 14/01/2008.

2. Setrà. Steel-Concrete Composite Bridges. 2010.

3. Khatri, Vikash, P. K., Singh e P. R., Maiti. *Shrinkage Effect and Transverse Cracking in Steel-Concrete Composite Bridge Deck.* s.l. : International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering, 2012. ISSN 2250-2459.

4. **Brozzetti, Jacques.** *Design development of steel-concrete composite bridges in France.* s.l. : ELSEVIER Journal of Constructional Steel Research. 55 (2000) 229–243.

5. **Comite Euro-International du beton.** *MODEL CODE 1990.* s.l. : Thomas Telford, 1993.

6. **Ioannis, Vayas e Iliopoulos, Aristidis.** *Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes.* s.l. : CRC Press, 2013. ISBN 978-1-4665-5745-1.

7. **Sétra.** Guidance book Eurocodes 3 and 4 Application to steel-concrete composite road bridges. 2007.

8. Nonlinear Analysis of Steel-Concrete Composite Structures: State of the Art. **Spacone, Enrico.** 130:159-168., s.l. : ASCE, 2004, Vol. February.

9. European Committee for Standardization. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. s.l. : CEN, 2004. EN 1992-1-1.

10. Behavior of composite beams prestressed with external tendons: Experimental study. Lorenc, Wojciech e Kubica, Ernest. 1353–1366, s.l. : Elsevier, 2006, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 62.

11. Construction Sequence Effects on Externally Prestressed Composite Girders. **Dall'Asta, Andrea e Luigino, Dezi.** s.l. : International Confer- ence Report: Composite construction: conventional and innovative, 1997. p. 301-306.

12. Bertagnoli, Gabriele, Gino, Diego e Martinelli, Enzo. Prestressing of simply supported composite bridges: A cost-benefit analysis. 2006, p. 149-158.

13. European Committee for standardization. Eurocode 3: Design of steel structures- Part 1-1: General rules and rules for buildings. s.l. : CEN, 2003. UNI EN 1993-1-5.

14. European Committee for Standardization. Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements. s.l. : CEN, 2006. EN 1993-1-5.
15. Johansson, B., et al. COMMENTARY AND WORKED EXAMPLES TO EN 1993-1-5 "PLATED STRUCTURAL ELEMENTS". s.l. : JRC, 2007. EUR 22898 EN - 2007.

16. European Committee for Standardization. Eurocode 4 - Design of composite steen and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges. s.l. : CEN, 2005. EN 1994-2.

17. Athanasopoulou, A., et al. Bridge Design to Eurocodes Worked examples. s.l. : JRC, 2012. EUR 25193 EN - 2012.

18. Johnson, R.P. Composite Structures of Steel and Concrete. s.l. : Blackwell, 2004. ISBN 1-4051-0035-4.

19. Menn, C. Prestressed Concrete Bridges. s.l. : Birkhauser, 1986. ISBN 3-7643-2414-7.

20. Ballio, Giulio e Bernuzzi, Claudio. *Progettare costruzioni in acciaio.* s.l. : HOEPLI, 2004. ISBN 978-88-203-3246-4.

21. **Giannini, Renato.** *Teoria e tecnica delle costruzioni.* s.l. : CittàStudi, 2011. ISBN 978-88-251-7355-0.

22. Oehlers, D. J. e Bradford, M. A. Composite and concrete structural members. s.l. : Pergamon, 1995. ISBN 0 08 041919 4.