

# **POLITECNICO DI TORINO**

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica  
Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

## **Studio dei viadotti Generale Franco Romano e Sabbione dell'Autostrada A6 Torino-Savona**



Relatore:  
Prof. Ing. Bertagnoli Gabriele

Candidato:  
Stellini Moreno

**16 Dicembre 2019**



*“La mente è come un paracadute, non funziona se non si apre.”*

Frank Zappa

# INDICE

<b>CAPITOLO 1 – Silvano Zorzi</b>	<b>pagina 6</b>
1.1 Introduzione al primo capitolo	pagina 6
1.2 Premessa	pagina 6
1.3 Silvano Zorzi: vita privata	pagina 7
1.4 Opere principali	pagina 9
1.5 Tecnologia	pagina 13
1.6 L'OPERA	pagina 14
1.6.a Introduzione	pagina 14
1.6.b Generalità	pagina 15
1.6.c La struttura	pagina 16
1.6.d Procedimento costruttivo	pagina 20
1.6.e Quadro interventi	pagina 23
<b>CAPITOLO 2 – Stato dell'arte</b>	<b>pagina 32</b>
2.1 Introduzione	pagina 32
2.2 Considerazioni generali	pagina 32
2.3 La travatura Gerber	pagina 35
2.4 Modelli "Strut & Tie"	pagina 44
2.5 – PRECOMPRESSIONE	pagina 49
2.5.1. Finalità	pagina 49
2.5.2 Cenni storici	pagina 50
2.5.3 Acciai per precompressione	pagina 52
2.5.4 Tipologia delle armature	pagina 55
2.5.5 Fenomeni reologici	pagina 56
2.5.6 Tecnologia	pagina 60
2.5.7 Vantaggi e svantaggi	pagina 65
2.5.7.1 Vantaggi	pagina 65
2.5.7.2 Svantaggi	pagina 66
2.6 Prefabbricazione	pagina 67
2.6.1 Introduzione	pagina 67

2.6.2 Sviluppo in Europa	pagina 67
2.7 Creep e ritiro	pagina 68
2.7.1 Introduzione	pagina 68
2.7.2 Prassi progettuale	pagina 70
2.7.3 Effetti sulle strutture	pagina 70
2.7.4 Determinazione coefficiente di viscosità	pagina 70
2.7.5 Ritiro	pagina 73
2.8 Construction Stage Analysis	pagina 75
2.8.1 Perché fare l'analisi per fasi, in inglese Construction Stage?	pagina 75
2.8.2 Analisi convenzionali Vs analisi per fasi	pagina 75
2.8.3 Cos'è la Construction stage	pagina 76

### **CAPITOLO 3 – modello midas civil**

**pagina 79**

3.1 Introduzione	pagina 79
3.2 La sezione	pagina 79
3.3 I materiali	pagina 80
3.4 I tendons	pagina 81
3.5 I carichi	pagina 86
3.6 I vincoli	pagina 87
3.7 Le selle	pagina 88
3.8 Le pile	pagina 88
3.9 La construction stage	pagina 88

### **CAPITOLO 4 – analisi**

**pagina 90**

4.1 Introduzione	pagina 90
4.2 Normativa di riferimento	pagina 90
4.3 La struttura	pagina 90
4.4 I materiali	pagina 92
4.5 Analisi dei carichi	pagina 92
4.6 Il modello	pagina 96
4.7 Le selle	pagina 96
4.8 L'analisi	pagina 101
4.9 I risultati	pagina 105
4.9.1 Analisi viadotto in serie	pagina 105

4.9.2 Analisi viadotto in parallelo	pagina 118
4.10 Risultati complessivi	pagina 129
4.11 Post-Cs	pagina 140

<b>BIBLIOGRAFIA</b>	<b>pagina 147</b>
<b>Elenco figure</b>	<b>pagina 148</b>
<b>Elenco tabelle</b>	<b>pagina 151</b>

# CAPITOLO 1

## SILVANO ZORZI: VITA E OPERE

### 1.1 INTRODUZIONE

Il presente capitolo risulta essere un capitolo introduttivo alla figura di Silvano Zorzi, celebre Ingegnere italiano degli anni '60.

Il capitolo è articolato in una premessa di carattere introduttivo e successivamente ci si concentrerà sulla figura di Zorzi andando a sottolineare le fasi salienti della sua vita, soffermandosi sulle opere più importanti.

Di seguito verrà messa in evidenza la tecnologia usata nell'opera d'arte dell'autostrada A6 Torino-Savona, argomento principale di questa tesi.

L'ultima parte di questo capitolo iniziale sarà proprio dedicata alle informazioni generali della suddetta.

### 1.2 Premessa

**Silvano Zorzi** (Padova, 1921 – Milano, 13 marzo 1994) è stato uno dei protagonisti della Scuola italiana di Ingegneria del Novecento, insieme a Pier Luigi Nervi, Riccardo Morandi e Sergio Musmeci.

Se Nervi e Morandi si possono definire «artigiani» puri, che pensano alle loro strutture come grandi sculture alla scala del territorio, come oggetti unici e irripetibili, Zorzi invece è più simile a un «designer industriale».

Lavora proprio come i progettisti che si dedicano a disegnare tavoli, sedie, lampade, librerie per la produzione industriale, e non è strano perché un ponte è più simile a un tavolo che a una casa: è un oggetto d'uso e funzionale. E Zorzi è, a pieno titolo, un designer del Made in Italy, parte integrante di quel mitico gruppo che da Milano, a partire dagli anni Settanta, conquista i vertici mondiali in questo settore.

Zorzi è uno dei maggiori strutturisti del XX secolo che ha operato in campo internazionale, dai suoi esordi nell'immediato secondo dopoguerra fino alla sua scomparsa. Innanzitutto perché le sue opere sono rappresentative di una radicale trasformazione che ha investito l'ingegneria delle strutture complesse ma, in una visione più ampia, i più svariati ambiti del nostro mondo e della nostra cultura.

Dietro ai suoi straordinari viadotti c'è infatti la trasformazione dello spazio e del tempo della società di massa, da cui dipende un inedito rapporto con il paesaggio, la mobilità, il contesto urbano e le nostre abitudini. Rimanendo nel nostro ambito disciplinare, si può ricordare come quella vissuta da Zorzi sia una stagione in cui alla verifica statica attraverso il conteggio manuale si sostituisce la sua informatizzazione con i programmi di calcolo, ai modelli fisici di simulazione

in laboratorio si sostituiscono i modelli virtuali di calcolo, e nelle opere si confronta l'iperstatica della «struttura per forma» con la precisione isostatica delle strutture precomprese.

Le opere di Zorzi sono certamente ideazioni di una grande personalità, frutto della capacità di organizzare il lavoro collettivo di progettisti, ingegneri e architetti, tecnici e maestranze, imprenditori e committenti, ma anche della profonda integrazione di tutto questo con i sistemi industrializzati della costruzione.

Questi sono progetti sempre alla ricerca di una concezione strutturale e costruttiva innovativa, prototipi di costruzioni non disgiunti dalla progettazione di architettura e paesaggio. Lo sono sin dal momento ineffabile dell'intuizione in cui cultura ed esperienza formano una miscela formidabile di simultaneità concettuale. Unica condizione che permette di condurre la molteplicità di simili imprese a padroneggiare allo stesso tempo successione, pluralità e varietà di aspetti del lavoro con effetti differenti da incanalare all'unità della costruzione e infine all'opera in esercizio.

L'ingegneria di Zorzi ha un rilevante legame, in qualche modo un debito, con la Svizzera, poiché un momento fondamentale della sua formazione si svolse nel Campo Universitario di Losanna negli anni della guerra. Tra queste, è interessante notare come i contatti professionali e scientifici che Zorzi instaurò dall'inizio degli anni Sessanta con l'azienda tedesca Dywidag, da cui presero forma alcune delle sue opere più interessanti, furono spesso mediati da André Bertoncini, ingegnere svizzero, figlio della coppia che lo ospitò a Losanna durante la guerra.

Oltre a questa coincidenza biografica, tali vicende mostrano il forte scambio culturale e scientifico che Zorzi fu in grado di mantenere tra l'Italia e quanto accadeva a nord delle Alpi, conducendo i propri lavori con ibridazioni di teorie e tecniche della progettazione avanzata, anticipando l'attuale epoca globale.

### **1.3 Silvano Zorzi: vita privata**

Il padre, Silvio Zorzi, era professore di lettere a Treviso dove insegnò per oltre un quarantennio dall'inizio degli anni venti, è noto in campo letterario soprattutto per alcuni drammi poetici di ispirazione ecumenicamente religiosa e di ideali pacifisti.

La madre, che in gioventù aveva forse sognato dopo gli studi al conservatorio di Padova una carriera di pianista, vi aveva poi rinunciato, assorbita dagli impegni di famiglia e per una salute che, pure in una fibra rivelatasi resistentissima, dette sempre qualche preoccupazione.

Infanzia e prima giovinezza di Silvano Zorzi sono state caratterizzate dall'ottima riuscita negli studi con grande passione per la scrittura:

- 1939: nell'autunno di quest'anno con l'iscrizione alla facoltà di Ingegneria di Padova rese più esplicita la sua scelta, più che della carriera, della vita stessa. Con l'ingresso dell'Italia in guerra e la successiva chiamata alla leva, il suo percorso di studi fu accidentato. In seguito frequentò il corso per allievi ufficiali, superato anch'esso brillantemente. In questo periodo approfittava di ogni momento morto della vita di caserma per portarsi avanti il più possibile con gli esami.

- 1943: L'8 settembre viene firmato l'armistizio e a causa del pericolo di cattura e deportazione in Germania, decise di espatriare in Svizzera ove dopo ansie e un'inattività iniziale coatta avvenne l'imprevisto che fece realizzare il suo destino. Non appena gli fu consentito si iscrisse all'Ecole Polytechnique dell'università di Losanna, laureandosi nel 1945 come "Ingegnere costruttore". Ivi conobbe il Professor Gustavo Colonnetti che con Luigi Einaudi, Concetto Marchesi, Amintore Fanfali, Diego Valeri e altri aveva dovuto riparare in Svizzera per la notorietà del suo antifascismo attivo.

In quegli anni la fibra pur dura di Zorzi aveva avuto un cedimento a causa dell'asprezza della vita in Svizzera e la conseguenza fu più di un anno di ricovero al sanatorio di Sondalo, in Valtellina. Fu questo il momento iniziale della sperimentazione di una nuova tecnologia costruttiva, quella del calcestruzzo armato precompresso. Zorzi fu subito catturato dalla certezza che questo significava per l'avvenire soprattutto per le grandi strutture viarie su terreni accidentati dove sarebbe stato possibile abbattere i costi consentendo la messa in opera di manufatti di grande eleganza formale, leggerezza, elasticità ed essenzialità degli elementi, semplificazione delle forme.

Come tutti gli ingegni creativi non si limitò ad applicare l'innovazione tecnologica ma la sperimentò e la spinse fino ai limiti che il mezzo consentiva. I progressivi risultati di un quarantennio del suo lavoro mostrano la sistematica ricerca ed individuazione di quel punto di fusione tra macchine e materiali tramite tecniche sempre più perfezionate.

Fin da allora Zorzi sentì il bisogno di affrontare il rischio di mettersi in proprio e di costituire un gruppo di consulenza progettuale rivolto alle imprese di costruzioni impiegate negli appalti soprattutto pubblici della rete infrastrutturale che ha contribuito come nient'altro a modernizzare l'Italia; collaborò anche a interventi all'estero, partecipando a numerosi concorsi e vincendo numerose gare, ben presto diventando un punto di richiamo e un'autorità sempre più riconosciuta in sede internazionale.

Egli aveva una perfetta coscienza della necessità, nel progetto architettonico, di un'unità inscindibile di estetica e tecnica o di forma e struttura. Su quest'obiettivo, lungi dal far prevalere competenze esclusivamente tecniche, ogni volta si arrovellava a trovare nei suoi progetti il punto, inderogabilmente unico, in cui si saldassero in pieno tecnologia e poesia, struttura e stile, essenza e ritmo. Quando ciò non avveniva, vi doveva essere un errore di concezione che non era necessario scoprire, qualcosa evidentemente non aveva funzionato e occorreva ricominciare da capo.

Si può dire che la "pigritia intellettuale" è stata la cosa estranea dalla sua vita. Di tutti i suoi collaboratori, costituitisi in società nel 1961 quando già lo studio era attivo da un decennio, è stato sempre il più instancabile e un presidente operativo cui non sfuggì mai il controllo diretto di ogni attività del gruppo, di ogni lavoro assunto, anche con l'affermarsi di una crescita corresponsabilizzata in particolare di alcuni più stretti collaboratori, con i quali aveva stabilito un rapporto di grande amicizia. Forse c'era qualcosa di predestinato e irreparabile in quella dannazione per il suo lavoro. Negli anni ebbe molte soddisfazioni personali e le sue opere venivano studiate nei congressi internazionali sulla disciplina, mentre si andava infoltendo la bibliografia che lo riguardava.

Negli ultimi anni la sua salute peggiorò. Stava salendo su un treno alla stazione di Udine quando fu colpito dalla paralisi alla mano. Con opportune cure riuscì inizialmente a tenerla a bada ma poi la paralisi riprese il suo corso. Finì per doversi adattare all'immobilità. Cominciò ad avere difficoltà a parlare ma continuava a muovere i suoi grandi occhi come a volersi aggrappare a qualcosa. Infine il 13 marzo 1994 morì e qualche giorno dopo venne cremato.

Oggi: restano in sua memoria solo le sue strutture aeree gettate sugli abissi, punti di sutura di paesaggi immobili che non hanno ferito, aggiungendovi anzi umanità e bellezza.

## 1.4 Opere principali

### SILVANO ZORZI – PONTE SUL PO, PIACENZA (1957-59)



*Figura 1: Foto Ponte sul Po, Piacenza, Silvano Zorzi*

In quest'opera sicuramente balza subito all'occhio lo scatto in cui "una splendida incastellatura di tralicci tubolari in acciaio disposti a ventaglio" si ripete per un lungo tratto di collegamento del futuro ponte, fungendo da centine realizzate con ponteggio in tubi "innocenti".

Quest'ultimo fa parte di centinaia di invenzioni ingegneristiche che con la loro innovazione hanno caratterizzato la realizzazione dell'intera Autostrada, permettendo, ove i luoghi non consentivano soluzioni tradizionali per il superamento degli ostacoli naturali (fiumi o Appennini o quant'altro), di ovviare a tali problematiche garantendo anche una maggiore implementazione delle tempistiche di lavoro.

Si può dire forse che in termini di realizzazione dell'opera legata ad un cronoprogramma "certo" e legato molto all'ottimizzazione del rapporto "costi/resa" dell'intero cantiere, il Progetto e la realizzazione dell'Autostrada abbiano avuto una capacità così dirompente rispetto ai tradizionali sistemi e metodi, tanto da poterli paragonare all'avvento dei primi cellulari nel sistema di comunicazione.

Uno dei punti di maggior criticità ed ostacolo al compimento dell'intera opera fu proprio il fiume Po ed il suo attraversamento; l'Ingegnere Silvano Zorzi che si era aggiudicato la prima gara con un progetto di attraversamento caratterizzato da trave continua su tutto l'attraversamento (mt. 1176), si vede costretto a rivedere integralmente la sua ipotesi progettuale, adeguandola all'ultimo bando dell'opera, che prevedeva una progettazione con travi semplicemente appoggiate. I 1176 mt. di sviluppo del sistema di collegamento vennero così frazionati in 16 campate di 75 mt. ciascuna.

Forse ancor più celebrativa e mediatica fu la fase di collaudo avvenuta tra il 04 e il 05 giugno 1959; transitano infatti venti autocarri a pieno carico e 10 carri armati "Patton"

## SILVANO ZORZI – VIADOTTI INCISA E LEVANE (1962-63)

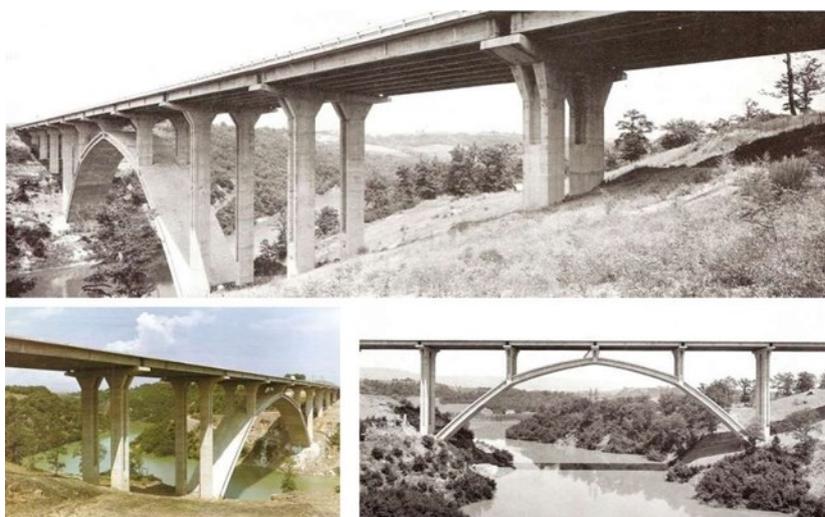


Figura 2: Foto viadotti Incisa e Levane,, Silvano Zorzi

Silvano Zorzi ha progettato per l'autostrada italiana lungo l'appennino due viadotti sul fiume Arno:

- L'incisa
- Il levane

Risultano entrambi essere due portali ad arco eseguiti in situ. Il viadotto Levane presenta un arco centrale di 144 mt. di luce, mentre l'Incisa è costituito da due ponti gemelli distanziati di mt. con una struttura snella che ne accentua la biforcazione delle pile.

Le opere di Zorzi presentano una struttura essenziale e di luce considerevole: la soluzione strutturale da lui adottata è un portale ad arco primo di pile sul letto del fiume. La soluzione iperstatica, rispettando le classiche strutture ad arco, prevede un peso ridotto e una minore pressione sulle spalle alle quali così è permesso sopportare piccoli cedimenti delle fondazioni senza compromettere l'intera stabilità del viadotto.

L'Incisa presenta invece una soluzione tecnica più particolare che interessante, in cui il calcestruzzo armato ordinario è rimpiazzato da un portale ad arco in calcestruzzo armato precompresso.

Questa soluzione ha influenzato il design architettonico anche di altri ponti nella stessa zona. Le pile a doppio T enfatizzano come sia possibile realizzare un ponte piacevole a livello estetico senza dover nascondere le caratteristiche strutturali con particolari artifici.

Nel suddetto, la spaziatura di 15 mt. consente di fissare il portale ad arco in precompresso con le travi in semplice appoggio, precomprese anche queste in direzione trasversale.

Nel Levane, per oltrepassare il fiume Arno, è stata adottata la medesima struttura di portale ad arco precompresso con forma poligonale e le estremità risultano leggermente curve in modo tale da compensare gli effetti dovuti al peso proprio della struttura. Come per l'Incisa le pile supportano un impalcato precompresso.

## SILVANO ZORZI – PONTE SUL TAGLIAMENTO A PINZANO (1967-69)



*Figura 3: Foto Ponte sul Tagliamento, Pinzano, Silvano Zorzi*

Il ponte di Pinzano collega il Comune di Pinzano al Tagliamento, in Provincia di Pordenone a Ragogna, in Provincia di Udine, scavalcando il fiume Tagliamento.

### IL PONTE VECCHIO

Risale al 1903 l'inizio dei lavori dell'impresa Odorico & C. di Milano. L'inaugurazione dell'opera avvenne il 16 settembre 1906.

La struttura, lunga 181 metri e alta 30 metri sul livello delle acque, venne costruita in tre archi parabolici ed era all'epoca il più grande ponte in cemento armato d'Europa.

La storia del vecchio ponte finisce però il 4 novembre 1966, quando venne travolto dalla tristemente nota piena del fiume: un pilone venne scalzato compromettendo in modo irreparabile l'intera struttura, che dovette essere fatta brillare il 22 settembre 1967.

### IL PONTE NUOVO

Già il 20 marzo 1967 venne indetto un appalto per la costruzione di un nuovo ponte: il progetto vincente venne assegnato all'ingegner Silvano Zorzi per conto dell'azienda Rizzani. Il preventivo del progetto era di 270 milioni di lire netti.

I lavori iniziarono nel 1968, l'inaugurazione avvenne il 19 marzo 1970. Per il collaudo statico della struttura vennero utilizzati carichi militari fino ad un peso massimo di 838 tonnellate.

Anche la nuova opera era all'avanguardia in quanto prevedeva l'utilizzo del cemento armato precompresso e della spettacolare tecnica costruttiva a sbalzo, senza sostegno, e superava i 185 metri tra le due rive in una sola esile arcata.

A conferma della sua solidità, il nuovo ponte non riportò danni durante il terremoto del 1976, e ancora oggi svolge la sua essenziale funzione di collegamento con San Daniele ed Udine.

## SILVANO ZORZI – VIADOTTO GORSEXIO (1975)



*Figura 4: Foto viadotto Gorsexio, Silvano Zorzi*

Il viadotto Gorsexio è un autostradale italiano, posto lungo l'autostrada al confine fra i comuni di Genova e di Mele.

Esso valica a grande altezza la valle del torrente Gorsexio. Si tratta di un viadotto di 672 m di lunghezza, in calcestruzzo armato, a 6 campate di luce variabile (le 3 maggiori di 144 m).

Le pile, che nella parte bassa hanno struttura unica, per i 40 m superiori sono costituite da due lamelle abbinata per ognuna delle due carreggiate; in tal modo, la loro flessibilità consente di ammortizzare le deformazioni dell'impalcato. La pila centrale ha un'altezza di 172 m.

L'impalcato è doppio, uno per ogni carreggiata, e ognuno di essi ha una larghezza di 13,05 m; negli ultimi 207,60 m all'estremità lato Alessandria, essa che si allarga fino a 16,55 m, per accogliere le corsie di accelerazione e decelerazione verso la vicina area di servizio.

La struttura, interamente in calcestruzzo armato, venne gettata interamente in opera; le pile furono erette tramite casseri rampanti, mentre l'impalcato fu costruito a sbalzo. Le parti superiori delle pile e l'impalcato sono in calcestruzzo armato precompresso.

## 1.5 Tecnologia

“...matita, carta ed un semplice regolo calcolatore” sono le parole con cui Silvano Zorzi conclude l'introduzione al suo volume “Ponti e viadotti”. Così un grande progettista ricco di soddisfazioni semplifica i primi approcci al momento della concezione strutturale, che è l'ispirazione prima di ogni processo costruttivo.

Le nuove frontiere dell'analisi strutturale, i moderni procedimenti costruttivi, le tecniche avanzate della sperimentazione devono appartenere al bagaglio delle sue conoscenze di progettista e di costruttore. Andando così oltre gli schemi tradizionali portando avanti proposte nuove e concrete, questa era la costante ambizione di Silvano Zorzi, che ha sempre saputo accoppiare all'inventiva progettuale la padronanza costruttiva, realizzando opere che sono una felice fusione della scelta e del progetto dello schema con il suo trasferimento in esecuzione.

La revolution che Freyssinet aveva portato nell'arte del costruire si consolida stabilmente nella ricostruzione post-bellica e seppur breve fu il periodo di collaborazione di Zorzi con Colonnetti e Levi al centro studi sugli stati di coazione elastica di Torino gli consente di intuire le potenzialità della nuova tecnica per la realizzazione di nuove opere.

Nel 1950 nello studio Vecellio, Zorzi si cimenta nella sua prima applicazione del precompresso al ponte per il piano inclinato dell'impianto idroelettrico del Mucone. L'applicazione del precompresso alle opere idrauliche continua con il ponte-canal sul rio Forma Quesa, per l'impianto idroelettrico di Pontecorvo.

La precompressione, a differenza di altre innovazioni della tecnica, non ha avuto origini casuali, o puramente tecnologiche, ma è frutto di un raffinato ragionamento scientifico: l'uso razionale degli stati di coazione. Per questo non era immediata la sua diffusione, ma per la stessa ragione si trova in perfetta sintonia con altre conquiste scientifiche degli stessi anni.

Le prime applicazioni della precompressione affrontano anche i più complessi schemi strutturali, quelli di strutture altamente iperstatiche, ardue per i comuni ingegneri, ma di cui la teoria preconizza altissime prestazioni. Anche Zorzi tenta presto queste ambiziose strade, quando si apre la competizione per le più importanti strutture di ponti stradali.

La continua ricerca di soluzioni progettuali innovative rende ogni opera una realizzazione a sé stante, che si differenzia dalle precedenti.

Una costante preoccupazione del progettista Zorzi riguarda anche l'armonico e durevole inserimento dell'opera nell'ambiente circostante, in modo da annullarne l'impatto conseguente alla costruzione.

L'aumento della domanda di opere d'arte maggiori per completare programmi stradali sempre più ambiziosi, e quindi l'esigenza di “fare presto”, impongono il ricorso alla tecnica della prefabbricazione, che ha inoltre il vantaggio di riuscire a contenere il costo della manodopera.

Zorzi, sempre attento al progresso tecnologico e alle esigenze di carattere economico, non tarda ad applicare la nuova tecnica, pur senza abbandonare il calcestruzzo gettato in opera che chiama “monolitico” e che rimane da lui preferito per la flessibilità che offre all'inventiva del progettista.

Il passo seguente della progressiva industrializzazione del processo costruttivo è rappresentato dai progetti di ponti e viadotti realizzati a sbalzo per conci successivi. Il getto successivo dei conci viene effettuato mediante carrelli mobili che usufruiscono dell'impalcato retrostante come sostegno. La solidarizzazione del concio appena realizzato con quelli precedenti avviene mediante precompressione.

La realizzazione a sbalzo consente a Zorzi di ritornare al primitivo utilizzo del calcestruzzo gettato in opera. Il sistema costruttivo a sbalzo consente a Zorzi di progettare strutture gettate in opera, liberandosi dalla gravosa necessità di complesse puntellazioni da terra. La realizzazione

a sbalzo degli impalcati è preceduta da quella mediante casseri rampanti delle pile, cosicché l'intero procedimento costruttivo si sviluppa in modo pensile, risultando poco influenzata dall'altezza dal suolo.

La tappa successiva dell'esperienza progettuale di Zorzi è costituita dalla progettazione di ponti e viadotti costruiti con centina autovarante mobile, che rappresenta la soluzione ideale per ponti e viadotti caratterizzati da grandi lunghezze e luci ripetitive di moderata ampiezza. Egli giunge quindi ad una nuova concezione esecutiva antitetica a quella della prefabbricazione che pure aveva privilegiato in precedenza. Alla staticità della prefabbricazione, che impone la costruzione delle componenti dell'impalcato in cantieri fissi, Zorzi contrappone la costruzione con centina autovarante, vera e propria officina mobile in grado di avanzare meccanicamente da una campata all'altra.

L'utilizzo della centina autovarante gli consente di realizzare strutture monolitiche che gli sembrano più adeguate per far fronte ai fenomeni di fatica e ai problemi connessi alla durabilità, cui i ponti sono particolarmente esposti. Inoltre, l'impiego di tale attrezzatura è cadenzato da ritmi costanti, con un avanzamento ottimale di una campata per settimana. La macchina congloba in sé tutte le funzioni, con ridotta richiesta di personale, ed è rifornita di materiali dall'impalcato a retro già eseguito, facilitando la costruzione in zone difficili da un punto di vista geomorfologico ovvero in aree urbane densamente abitate.

La centina autovarante è adottata per la prima volta da Zorzi per la costruzione dei viadotti-tipo dell'autostrada Salerno-Reggio Calabria. Come egli scrisse in seguito, l'attrezzo era ancora rudimentale e le funzioni della sustentazione del getto e della traslazione della centina erano sdoppiate. D'altra parte la modesta lunghezza dei viadotti (circa 270 metri) non giustificava il costo di un attrezzo strutturato per l'avanzamento simultaneo. Il viadotto sul torrente Stura per L'autostrada Torino-Savona a Fossano (1968-70) è realizzato con un attrezzo semovente che consente di eseguire, monoliticamente, il getto di 300 metri cubi che costituisce ciascun impalcato. Lo schema strutturale, a telaio con sedie Gerber a un quarto della luce, porta ad una notevole economia di materiale.

Il ricorso alle centine autovaranti risolve il difficile problema di costruire un viadotto non attraverso l'alveo di un torrente ma lungo esso. L'utilizzo della centina mobile è indicato anche nell'attraversamento di grandi fiumi soggetti a piene improvvise, poiché l'attrezzo viene rifornito a retro da un impalcato transitabile sicuramente.

Va ricordato che, benché essenzialmente progettista di opere in calcestruzzo, Zorzi ha saputo ideare le relazioni più riuscite nell'associarlo ad altri materiali.

## **1.6 L'OPERA**

### **1.6.a Introduzione**

L'infrastruttura progettata nel 1968 dall'illustre ingegnere Silvano Zorzi (1921-1994) fa parte dell'autostrada A6 Torino-Savona e corre sul torrente Stura nel comune di Fossano (Cuneo).

L'opera è costituita da due parti:

- il viadotto principale, denominato "Generale Franco Romano", che si sviluppa su 52 campate, con 51 pile e due spalle, per un totale di 2317.50 metri di lunghezza
- Il secondo viadotto, "Sabbione", collegato al primo tramite una zona di raccordo lunga circa 70 metri, è lungo 345.75 metri suddiviso in 8 campate con 7 pile e due spalle.

L'opera risulta essere fondamentale per la viabilità locale ed è ad oggi tra le opere

ispezionate periodicamente causa ammaloramento. Tale viadotto rientra tra gli incarichi più recenti acquisiti dalla società Sineco in materia di ispezioni periodiche di tratte autostradali. Le ispezioni effettuate da quest'ultima hanno avuto la funzione di "memoria storica" delle anomalie riscontrate negli anni precedenti, nonché, di punto di partenza delle nuove indagini specialistiche. La campagna di ispezione, come da normativa, prevedeva lo svolgimento di quattro visite ispettive all'anno, con l'impiego di mezzi speciali by-bridge, mentre tutte le parti dell'infrastruttura autostradale sono state visionate con ispezioni da terra.

Successivamente la Società Autostrada dei Fiori S.p.A. si è occupata degli interventi da eseguire per mettere in sicurezza l'infrastruttura. In conclusione di tali lavori il 21 giugno 2019, dopo appena 10 mesi ed in anticipo rispetto al cronoprogramma dei lavori, sono stati riaperti al traffico i viadotti Generale Franco Romano e Sabbione ubicati tra gli svincoli di Fossano e Marene in direzione Torino e chiusi al transito per consentire l'esecuzione di importanti lavori di potenziamento.

Le attività, che hanno interessato tali opere, sono state volte all'innalzamento della loro resistenza ai carichi verticali ed alle sollecitazioni in caso di eventi sismici, secondo i più stringenti ed attuali criteri normativi ed hanno avuto un costo di 17 milioni di euro circa. Esse sono consistite principalmente nell'adeguamento delle travi, dei cordoli, delle barriere e reti di sicurezza, della pavimentazione, dei giunti dilatazione e delle opere di collettamento delle acque di piattaforma. Tali lavori, già peculiari per la loro natura, sono stati resi ulteriormente complessi per i luoghi di lavoro in cui si è operato, sospesi da terra sino ad una quota di 80 metri. Il ripristino completo del transito sulle due carreggiate è stato ultimato il 5 luglio 2019.

## 1.6.b Generalità

L'infrastruttura sorge in una zona impervia dal punto di vista corografico e con i suoi 2317 m di lunghezza il fiume Stura di Demonte e si sviluppa in altezza oltre gli 85 metri, ragion per cui lo schema statico risulta essere l'alternanza di telai zoppi semplici e multipli, dotati di pile notevolmente differenti in termini di quote.

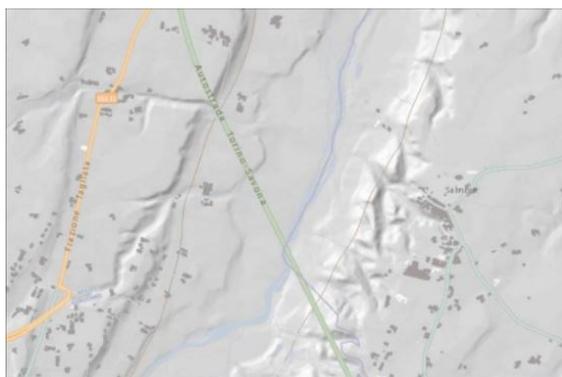


Figura 5: Inquadramento generale opera

Le luci delle campate risultano essere prevalentemente pari a 45 metri. Eccezionalmente la prima e l'ultima campata nel viadotto "Franco Romano" si estendono per 33.75 metri mentre nel viadotto Sabbione le campate di estremità risultano essere rispettivamente di 33.75 metri la prima e di 42 metri l'ultima.

La particolarità di questi telai è la presenza della sella Gerber posta ad un quarto della luce

della campata che costringe il momento flettente ad annullarsi in sua corrispondenza. Inoltre per motivi costruttivi entrambi i viadotti presentano una campata tampone, utile per raccordare i due tronchi costruttivi, che per il più lungo dei viadotti è individuabile tra le pile 19 e 20, poiché in questo caso si procedimento costruttivo prevedeva che il viadotto fosse costruito a partire da entrambi i lati. Nel caso del viadotto più breve la campata tampone risulta invece essere di estremità dato che si è proceduti alla costruzione soltanto a partire dalla spalla lato Fossano.

### 1.6.c La struttura

La conformazione strutturale presenta una scelta ardita per la conformazione ed il metodo realizzativo considerando l'epoca di costruzione. Il particolare schema statico prevede il susseguirsi di telai zoppi in c.a. precompresso per un totale di 52 campate composte da impalcati di 45 m di lunghezza ciascuna e 12.30 m di larghezza.



Figura 6: Profilo longitudinale viadotti "Generale Franco Romano" e "Sabbione"

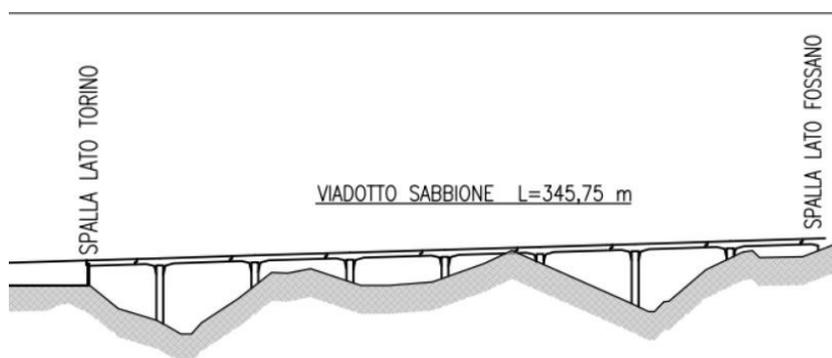


Figura 7: Profilo longitudinale viadotto "Sabbione"

L'impalcato è costituito da due nervature verticali in c.a.p. con spessore variabile tra 60 e 70 cm poste ad un interasse trasversale di 6.30 m. Su tali nervature si trova la soletta anch'essa in c.a.p. che presenta spessore minimo sullo sbalzo di 20 cm e massimo di 30 cm in mezzzeria alla sezione, ottenendo pertanto un profilo a schiena d'asino.

L'altezza complessiva della sezione (misurata in corrispondenza dell'asse impalcato) risulta pari a circa 2.55 m per tutto il tratto centrale della campata, mentre ad una distanza di 4.0 m dalle pile si ha una zona di raccordo verticale che porta l'altezza complessiva a 3.55 m.

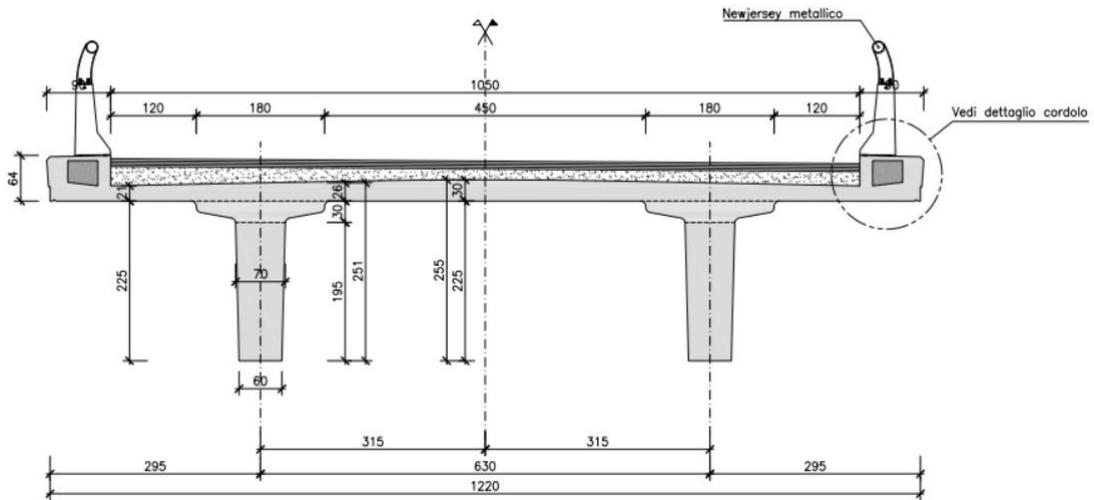


Figura 8: Profilo trasversale impalcato

Per quanto concerne le fondazioni, esse risultano essere di due tipi:

a) Superficiali

Le pile da 1 a 15 e da 31 a 51 hanno una fondazione su plinto, e la sezione della pila, rettangolare scatolare è di altezza variabile fra 30 e 85 m, ottenute mediante casseformi rampanti.

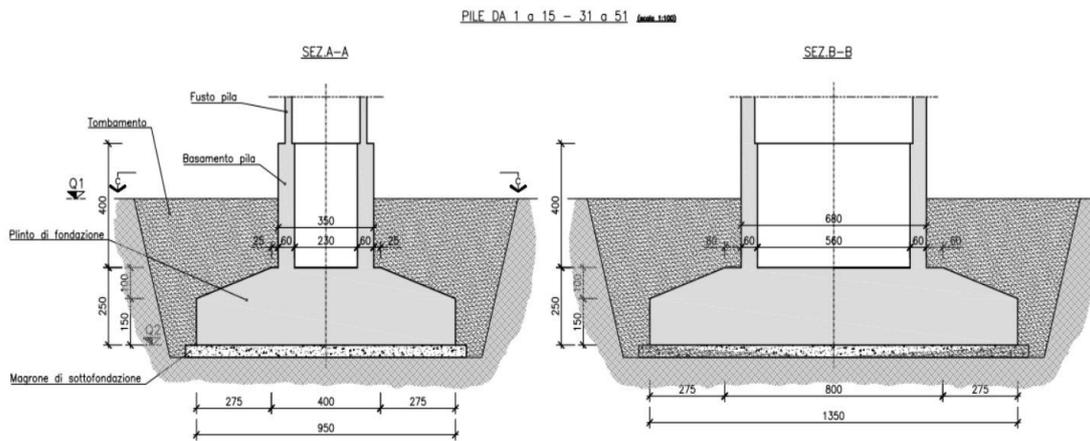


Figura 9: Sezioni pile da 1 a 15 e 31 a 51

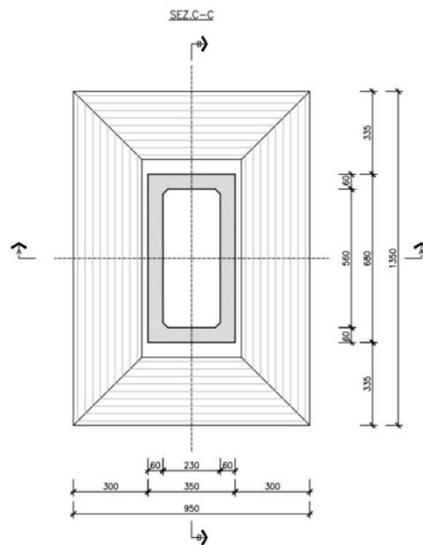


Figura 10: Vista dall'alto pila

b) Profonde

Le pile della parte centrale del viadotto Generale Franco Romano (pile da 16 a 30) risultano avere fondazioni profonde su pali con base rettangolare del plinto e 8 pali di fondazione, di cui 6 disposti esternamente e due centralmente:

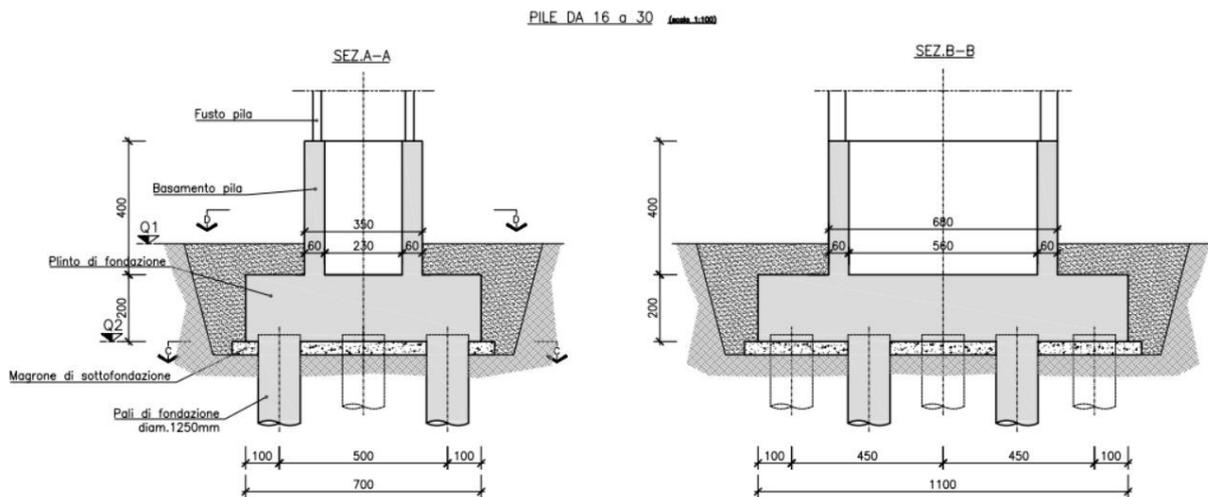


Figura 11: Sezione pile da 16 a 30

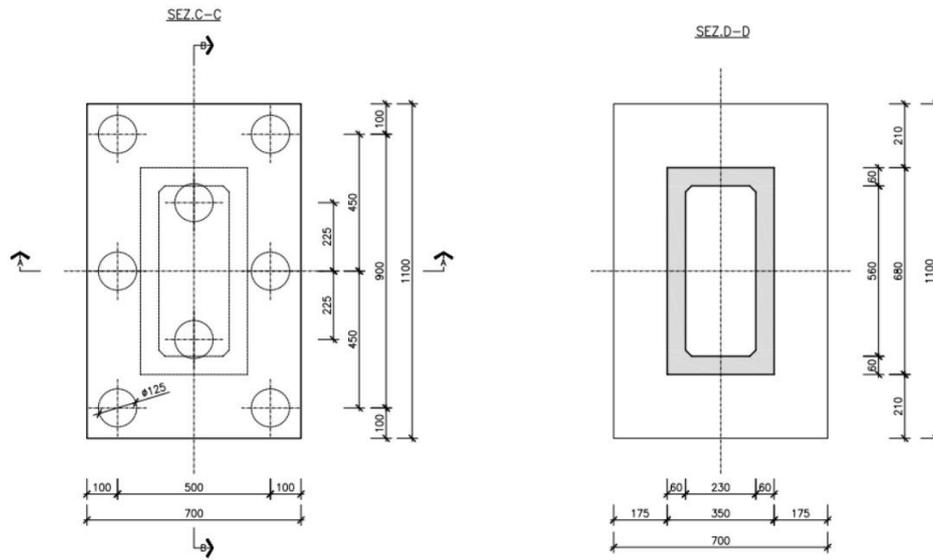


Figura 12: Vista dall'alto pile 16 a 31

L'impalcato inoltre presenta due cordoli laterali in calcestruzzo alleggerito e su di essi è ancorata una barriera di sicurezza come in figura:

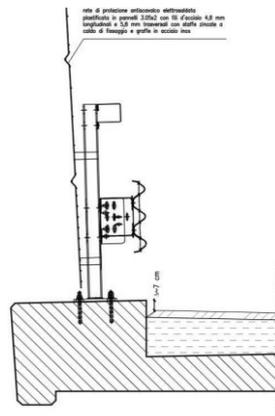


Figura 13 Particolare barriera di sicurezza

## 1.6.d Procedimento costruttivo

Le opere d'arte, in Italia, sono realizzate facendo uso principalmente del calcestruzzo armato, anche se oggi trovano sempre più spazio anche le strutture miste acciaio-calcestruzzo e acciaio.

Il calcestruzzo per sua natura quando viene gettato in opera non è in grado inizialmente di autoreggersi, per questo motivo si parla di calcestruzzo fresco che non ha ancora sviluppato le proprietà meccaniche minime per sostenere il suo stesso peso.

Dopo una prima fase di presa all'interno di un dispositivo chiamato cassero, esso attraverserà la fase di indurimento nella quale svilupperà la capacità di autosostenersi e da quel momento in poi si potrà parlare di calcestruzzo stagionato o indurito e la struttura di supporto potrà essere dismessa.

Il termine **cassaforma**, o **cassero** (in inglese *formwork*) viene utilizzata quindi per individuare l'involucro, dentro cui viene effettuato il getto di calcestruzzo allo stato fluido e dove esso rimane fino alla fine del processo di presa e dopo che, sarà iniziata la fase di indurimento, il getto avrà conseguito una resistenza meccanica tale da garantire l'assorbimento delle sollecitazioni a cui la struttura è sottoposta subito dopo il *disarmo* o *scasseratura*.

A questo punto la cassaforma perde la sua funzione e può essere rimossa perché la struttura è ormai in grado di autoportarsi. Le casseforme possono essere realizzate con diversi materiali, le più utilizzate sono quelle realizzate con elementi in legno oppure con pannelli metallici, sebbene con sempre maggiore frequenza si utilizzano anche elementi a base di polistirolo espanso o elementi in materiali fibrocompresi o compensati.

Per facilitare la scasseratura, le superfici interne delle casseforme vengono trattate con prodotti disarmanti conformi alla norma UNI 8866.

Come precedentemente accennato il legno è uno dei materiali più diffusi per la realizzazione di questo dispositivo per via delle sue caratteristiche di manovrabilità in cantiere e la sua elevata traspirabilità.

Durante la fase di presa nel calcestruzzo fresco avvengono tutta una serie di reazioni chimiche esotermiche le quali comportano quindi un notevole dispendio di acqua. A tal proposito è buona norma tenere il calcestruzzo sempre umido durante la fase di presa per evitare che il ritiro igrometrico possa causare fessurazione nello stesso. Per tenere sotto controllo quindi l'umidità relativa del calcestruzzo in presa si può operare in due modi:

- Mantenendo la superficie umida tramite umidificazione della superficie esterna ad intervalli regolari
- Ricoprire il calcestruzzo con un telo per evitare l'evaporazione e far sì che tutto il quantitativo d'acqua presente nel calcestruzzo fresco partecipi al solo processo di indurimento

In linea generale, durante il montaggio della scasseratura bisogna porre attenzione alla planarità e contiguità delle tavole usate per costituire il cassero. Inoltre è buon uso di cantiere ricoprire la parte inferiore del cassero con un opportuno strato sintetico al fine di rendere sia più liscia la superficie del calcestruzzo indurito sia per favorirne la scasseratura.

Quando si parla di viadotti è possibile optare tra diverse modalità d'esecuzione:

- Realizzato per campate:
  - Impalcati a graticcio:
    - Travi prefabbricate
    - Travi gettate in opera

- Impalcati a cassone:
  - Cassoni prefabbricati
  - Cassoni gettati in opera
- Realizzato per conci:
  - A sbalzo:
    - Gettati in opera
    - Prefabbricati
  - Con trave di varo
  - A spinta
- Realizzato in opera:
  - casseforme fisse
  - casseforme mobili
  - sbalzi bilanciati
  - lancio incrementale
- Realizzato con elementi prefabbricati:
  - travi prefabbricate
  - conci prefabbricati

Spesso le tecniche costruttive influenzano in modo rilevante il progetto poiché lo schema statico della struttura in fase di costruzione può essere molto diverso da quello finale e le sollecitazioni indotte durante queste fasi possono essere superiori a quelle finali in esercizio.

Se i principi di economicità di materiale e rapidità d'esecuzione stanno alla base della scelta del procedimento costruttivo la realizzazione in opera tramite casseforme mobili è la scelta che fa al caso nostro.

E come nel caso dei seguenti viadotti:



*Figura 14: Attraversamento Ferroviario do Sado, Portogallo*



Figura 15: The bay of Cadiz bridge, Spain



Figura 16: TošanoviceŽukov Bridge, Repubblica Ceca

Il procedimento di costruzione dell'impalcato, mediante la centina autovarante, risulta economico per viadotti rettilinei di notevole lunghezza (> 300 m) a sezioni costanti (equivalenti ad almeno 8 campate).

Anche Zorzi per la realizzazione dei viadotti “Generale Franco Romano” e “Sabbione” ha optato per questa scelta.

Ma vediamo nel dettaglio:

La *centina autovarante mobile* è un'attrezzatura utilizzata per il getto in opera di intere campate per ponti e viadotti con luci generalmente attorno ai 50 metri ed è costituita sostanzialmente da due travi portanti munite di avambecco e retrobecco.

Le due travi principali sono posizionate parallelamente all'impalcato da costruire e poste ai due lati delle pile, sostenute da dei binari trasversali munite di rulliere di scorrimento.

A seconda dell'altezza delle pile i binari possono poggiare a terra mediante torri di sostegno nel caso di pile di modesta altezza o essere collegate direttamente al fusto della pila nel caso di altezze considerevoli.

Le due travi principali recano sulla sommità la casseratura provvista delle regolazioni altimetriche e geometriche atta al getto in opera della campata desiderata.

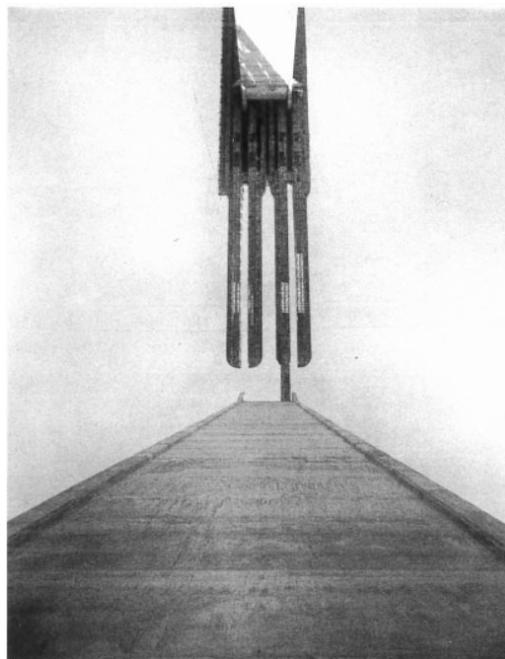
La centina, terminate le operazioni di getto e tesatura procede all'avanzamento sulla campata successiva (autovaro) per la preparazione del nuovo getto.



*Figura 17: Foto 1 libro su Zorzi*



*Figura 18: Foto 2 libro su Zorzi*



*Figura 199: Foto 3 libro su Zorzi, avambecco della centina*

Nel caso dei viadotti di Zorzi questa modalità costruttiva ha consentito di eseguire monoliticamente il getto dei trecento metri cubi che costituiscono ciascun impalcato, usufruendo del ponte già costruito come accesso. Dopo pochissimi giorni di stagionatura sono operate le precompressioni parziali, che hanno permesso il disarmo e lo svincolo della centina.

Il ciclo costruttivo di un impalcato è durato quindi dieci giorni complessivamente e per rendere ancora più celere l'esecuzione dell'impalcato, dati i tempi ristretti concessi per la costruzione dell'opera, i lavori sono iniziati da entrambi i fronti mediante attrezzature gemelle.

## 1.6.e Quadro interventi

L'infrastruttura come sottolineato in precedenza è stata per anni soggetta a fenomeni di ammaloramento e degrado per cui è stata inserita tra le strutture necessitanti interventi di manutenzione straordinaria. Di seguito un quadro di tutti gli interventi principali eseguiti per un ammontare totale di circa 25 milioni di euro e 560 giorni di lavori da cronoprogramma:

- Adeguamento della sella Gerber

Le selle Gerber risultano essere il punto più critico sotto il profilo strutturale e manutentivo. L'intervento è stato eseguito senza la presenza del traffico attivo sulla carreggiata e svolto con estrema cautela operando con sistemi di ponteggio appesi all'impalcato raggiungibili dall'alto.

Per il rinforzo delle Gerber sono state utilizzate piastre metalliche di spessore 8 mm, fissate alle travi, in prossimità della sede di appoggio, previa idroscarifica delle testate e delle fiancate delle selle, fino all'asportazione completa del calcestruzzo di copriferro.

Particolare attenzione è stata fatta durante il tracciamento e l'esecuzione dei fori per il fissaggio delle piastre con barre filettate, prestando la massima attenzione a preservare le armature esistenti e le barre Dywidag di impalcato. Il sistema di rinforzo per garantire una completa funzionalità con gli elementi esistenti prevede un collegamento con tiranti in barre vincolati alla soletta.



Figura 200: Dettaglio 1 rinforzo sella Gerber



Figura 211: Dettaglio 2 rinforzo sella Gerber



- Sostituzione degli apparecchi d'appoggio

Contestualmente al rinforzo delle travi in corrispondenza delle selle Gerber e sulle spalle verranno sostituiti gli appoggi in gomma armata esistenti. Verranno installati appoggi mobili a disco elastomerico confinato in corrispondenza del:

Viadotto Generale Franco Romano:

- Sella Gerber Spalla lato Torino
- Sella Gerber tra pila 36 e pila 35
- Sella Gerber tra pila 20 e pila 19
- Sella Gerber tra pila 8 e pila 7 (lato pila 7)
- Sella Gerber tra pila 6 e pila 5
- Sella Gerber Spalla lato Savona

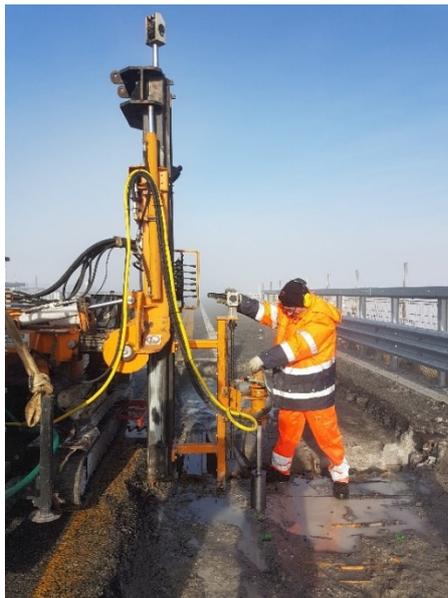
Viadotto Sabbione:

- Sella Gerber Spalla lato Torino
- Sella Gerber Spalla lato Savona

La sostituzione degli appoggi esistenti con appoggi mobili risulta necessaria per ridurre le azioni orizzontali longitudinali sulle pile, particolare beneficio ne traggono le pile adiacenti di altezza significativamente differente. Per tutte le altre posizioni sono stati installati appoggi di tipo fisso sempre costituiti da disco in neoprene confinato.

Le dimensioni degli appoggi sono state desunte da valori tipici commerciali per la tipologia di elemento richiesto. Prima di procedere con qualunque lavorazione, sono state verificate le effettive dimensioni degli elementi forniti.

Anche in questo caso l'adozione di nuovi appoggi ha consentito di migliorare le prestazioni in caso di sollecitazioni di tipo sismico. Per permettere le attività di sostituzione degli appoggi, è stato necessario il sollevamento dell'impalcato per mezzo di martinetti idraulici ed apposite carpenterie metalliche per la presa in carico temporanea degli impalcati.



*Figura 27: Operatore specializzato in situ*

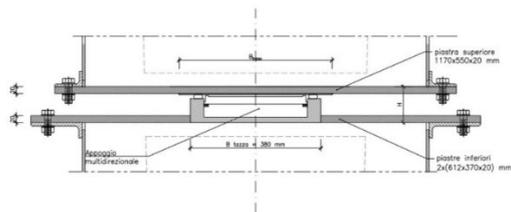


Figura 23: Dettaglio 1 apparecchi di appoggio

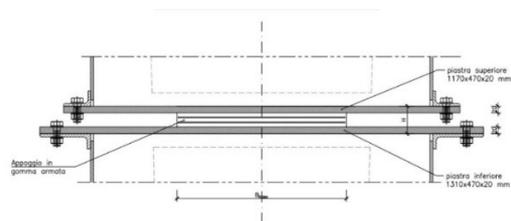


Figura 2924: Dettaglio 2 apparecchi di appoggio

- Adeguamento varchi di giunto – tamponi anti battimento

I varchi esistenti tra le solette degli impalcati contigui presentavano uno spessore variabile, è stato quindi ripristinato un varco minimo di 3 cm tramite idroscarifica e rimozione del giunto esistente.

Si ammette, nel caso di evento sismico eccezionale, il fenomeno del battimento; a tal fine sono stati installati tamponi longitudinali di fine corsa, composti da un unico strato di neoprene di dimensioni 600x500 e spessore 10 mm.



Figura 30: Dettaglio giunto

- Riqualfica della livelletta trasversale impalcato, impermeabilizzazione e pavimentazione

La realizzazione dell'adeguamento dei giunti trasversali e la riqualfica della soletta hanno richiesto la rimozione della pavimentazione e dell'impermeabilizzazione. È stata prevista quindi l'estensione dell'attività su tutto il viadotto con la completa riqualfica del sistema di impermeabilizzazione delle solette di impalcato. Il nuovo strato d'impermeabilizzazione ha uno spessore pari a 1 cm.

Al fine di riqualficare le pendenze trasversali è stato necessario eseguire un peculiare intervento di posa della pavimentazione. Si ricorda infatti che originariamente il viadotto aveva una pendenza a schiena d'asino, in quanto era percorso bidirezionalmente: tale situazione ha influito negativamente sulla manutenzione delle opere arrecando ristagni d'acqua percolanti in più punti.

Al fine di eliminare la problematica senza particolare lavorazioni sui cordoli e senza aumentare in modo eccessivo i pesi sulle strutture, si è scelto di utilizzare lo strato di binder della pavimentazione come strato di collegamento dallo spessore variabile per ricreare la pendenza trasversale sul viadotto del 2%.

Completata questa lavorazione è risultato necessario posizionare un nuovo strato d'impermeabilizzazione, dello stesso materiale precedentemente descritto, che impedisce il trafileamento di acqua con i ristagni citati, facendo scorrere l'acqua meteorica verso i punti di captazione. Successivamente a queste lavorazioni è stato steso il manto di usura di spessore pari a 5 cm.

- Regimentazione delle acque di impalcato

Per l'allontanamento delle acque di superficie in impalcato sono state posate in opera nuove bocchette di raccolta in prossimità del cordolo laterale. Ogni bocchettone, in acciaio inossidabile AISI 304, è costituito da una parte tubolare saldata ad una piastra direttamente poggiata in un incavo predisposto sull'intradosso della soletta, regolarmente stuccata con stucchi epossidici, al di sopra della quale è distesa l'impermeabilizzazione e conseguentemente la pavimentazione stradale.

Le parti a contatto con il calcestruzzo sono state impermeabilizzate mediante bitume elastomerico. I raccordi con le bocchette di raccolta sono realizzati con tubazioni in PVC, saldamente ancorati al cordolo mediante staffe in acciaio inox e tasselli ad espansione metallici inox.

La riqualificazione idraulica di sotto-impalcato consiste nella raccolta delle tubazioni verticali degli scarichi da impalcato con tubazione sub-orizzontale e scarico a terra in prossimità di alcune pile e con convogliamento mediante canalette prefabbricate a ricettori esistenti ovvero mediante tubazioni interrante a vasche drenanti poste longitudinalmente al viadotto.

La scelta di realizzare vasche drenanti per smaltire le acque della carreggiata è stata motivata dalla distanza delle discenderie stesse da un idoneo recettore idraulico. Le vasche presentano larghezza di base pari a 7 m, altezza 1 m e lunghezza 25 m, ad esclusione della prima lato Torino per la quale la lunghezza risulta pari a 18 m.



*Figura 31: Dettaglio sistema regimentazione acque 25*

- Sostituzione barriere di sicurezza

Le barriere di sicurezza tipo New Jersey metalliche precedenti non erano dotate delle attuali certificazioni prestazionali, è stata quindi eseguita la completa sostituzione dei sicurvia esistenti sui cordoli e nei tratti di approccio con barriere di sicurezza secondo quanto previsto dal D.M. del 21/06/2004.

Alla luce di quanto previsto dalla normativa le zone da proteggere riguardano l'estensione di tutto il viadotto lateralmente e le zone antecedenti e seguenti il manufatto con tipologie e lunghezze di barriere conformi ai crash-test.



Figura 32: Dettaglio 1 nuove barriere di sicurezza

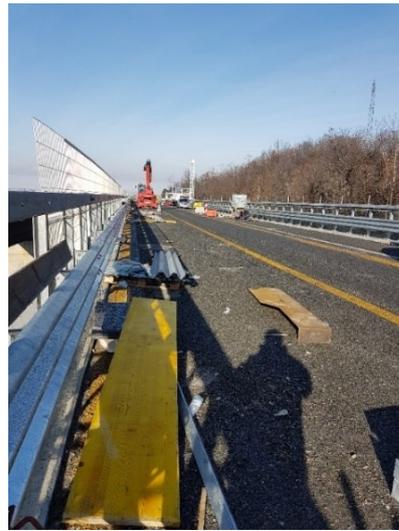


Figura 33: Dettaglio 2 nuove barriere di sicurezza

- Adeguamento dei cordoli per l'inserimento delle barriere di sicurezza

Come descritto al paragrafo precedente sono state inserite nuove barriere di sicurezza sui cordoli dei viadotti. Al fine di realizzare questo cambio di dispositivi è stato necessario effettuare le verifiche dei cordoli secondo gli sforzi trasmessi dalle nuove barriere. Sotto il profilo tecnico la struttura d'impalcato è in grado di accogliere gli sforzi richiesti come previsto dalle nuove normative. È però risultato necessario riqualificare i calcestruzzi dei cordoli nelle parti esposte e quelle presenti sotto il precedente new jersey, al fine di poter garantire la funzionalità richiesta.

In corrispondenza delle piazzole dismesse, la cui demolizione è stata uno degli interventi in programma, le barriere di sicurezza erano installate sul cordolo dell'impalcato della piazzola stessa. Data la loro demolizione è stato necessario creare un nuovo cordolo al fine di garantire la possibilità di montaggio delle barriere metalliche.

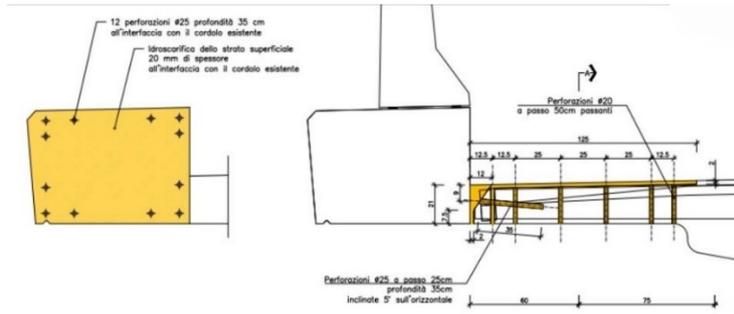


Figura 34: Dettaglio cordolo impalcato

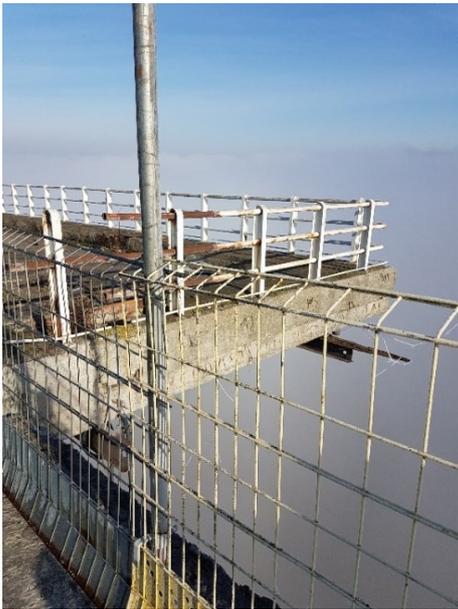


Figura 35: Piazzola dismessa



Figura 36: Dettaglio impalcatura realizzazione nuovo cordolo



Figura 26: Dettaglio operazione realizzazione nuovo cordolo

- Adeguamento dei calcestruzzi di impalcato

I calcestruzzi degli elementi di impalcato quali, estradosso ed intradosso soletta, travi sottocordoli laterali e cordoli al fine di garantire un livello prestazionale adeguato sono stati sottoposti al seguente ciclo di riqualifica:

- ravvivatura delle superfici con asportazione eventuale del calcestruzzo di copriferro degradato;
- bagnatura delle superfici trattate;
- posa di malta tixotropica a ritiro controllato
- trattamento protettivo



*Figura 38: Dettaglio adeguamento calcestruzzo di impalcato*

## CAPITOLO 2: STATO DELL'ARTE

### 2.1 INTRODUZIONE

Nel secondo capitolo di questa tesi andremo a trattare lo stato dell'arte. Il capitolo sarà diviso in due parti, una parte iniziale di carattere generale in cui verranno date una carrellata di definizioni per poi passare alla seconda parte, preponderante, relativa agli aspetti più specifici che hanno caratterizzato i viadotti "Generale Franco Romano" e "Sabbione" di Zorzi. In questa seconda parte verranno fornite tutte le nozioni fondamentali relative a:

- 2.1- Considerazioni generali sui ponti
- 2.2- Travata Gerber
- 2.3- Modello Strut & Tie
- 2.4- Precompressione
- 2.5- Fluage
- 2.6- Prefabbricazione
- 2.7- Analisi per fasi

### 2.2 Considerazioni generali

Ponti è il termine con cui si fa riferimento a tutte le opere, prevalentemente a servizio di strade e ferrovie, realizzate per superare ostacoli quali fiumi, valli, strade esistenti. In relazione alle loro diverse destinazioni, vengono anche classificate in viadotti, sottovia o cavalcavia, sovrappassi, sottopassi, strade sopraelevate, ecc.

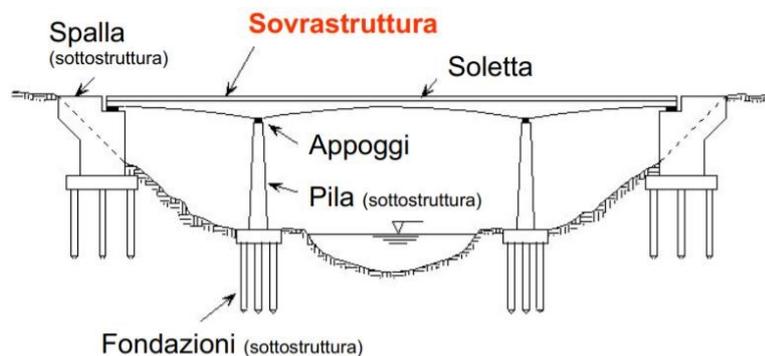


Figura 39: Sovrastruttura e Sottostruttura

Ogni ponte è costituito da una sovrastruttura e una sottostruttura: la sovrastruttura è costituita dall'impalcato, ovvero dall'insieme delle strutture orizzontali che realizzano il piano d'appoggio

della strada o del binario ferroviario, mentre la sottostruttura comprende le fondazioni, le pile e le spalle.

Le azioni dovute al peso proprio dell'impalcato e ai carichi mobili relativi al traffico transitante sono generalmente trasferiti dall'impalcato alla sottostruttura attraverso specifici apparecchi di appoggio. Sono possibili tuttavia collegamenti rigidi (di continuità) tra l'impalcato e le strutture verticali (pile, spalle) come ad esempio nei ponti con schemi a telaio.

- **Sovrastruttura:** L'impalcato è fondamentalmente una struttura tridimensionale che per semplicità di rappresentazione e di calcolo (analisi strutturale) può essere diviso in due sistemi base: uno schema longitudinale e una struttura trasversale.

Gli schemi longitudinali strutturali che comunemente vengono impiegati nella realizzazione dei ponti sono i seguenti:

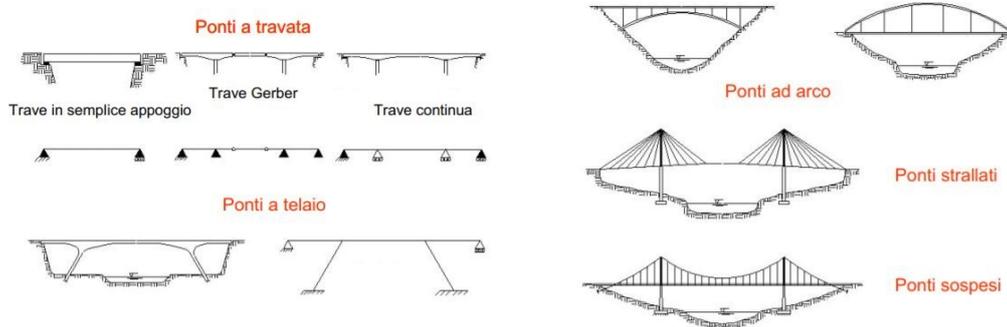


Figura 270: Schemi longitudinali strutturali utilizzati per realizzare i ponti

Le sezioni trasversali possono invece essere costituite seguendo tre alternative:

- da una semplice soletta (elemento bidimensionale) generalmente in c.a.
- da un sistema accoppiato trave-soletta: soletta (in c.a. o in c.a.p.) con travi longitudinali (in c.a.p. o in acciaio),
- da una sezione a cassone (in c.a.p. in acciaio o mista acciaio-clc)

Di seguito si mostrano le diverse alternative:

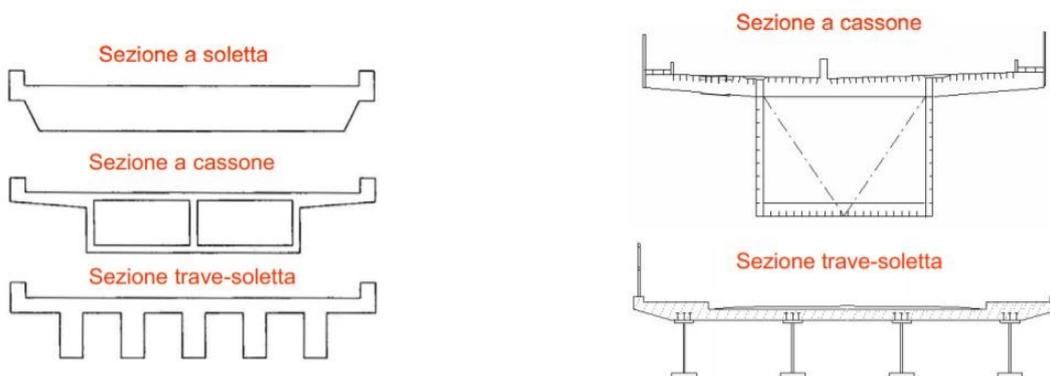


Figura 281: Tipologie di sezioni trasversali

- La sottostruttura (composta da pile, antenne, spalle e fondazioni) è solitamente realizzata in c.a o c.a.p e solo raramente in acciaio.

Le pile costituiscono gli appoggi intermedi dei ponti a travata e possono assumere la struttura di colonne o di muri con sezione trasversale piena o cava (Fig. 12).

Le pile a muro sono economicamente più sfavorevoli rispetto alle soluzioni a colonna e vengono impiegate solo in particolari condizioni come ad esempio quando sono presenti, nel caso di attraversamento di un corso d'acqua o forti spinte idrauliche.

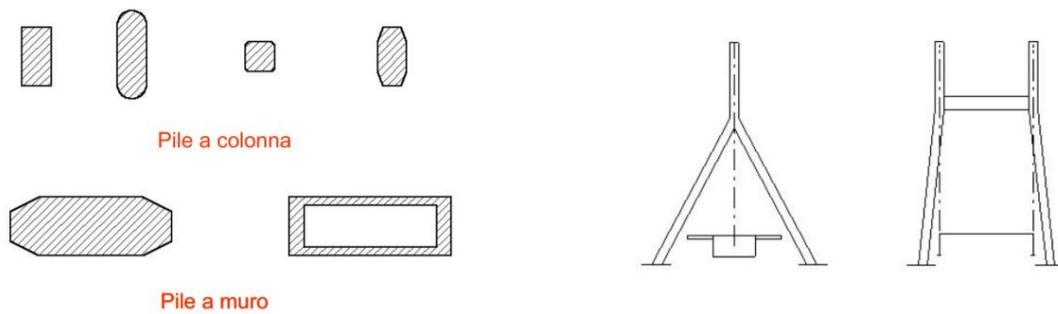


Figura 42: Pile a muro e pile a colonna (a) e antenne (b)

Nel caso di ponti strallati al posto delle pile si realizzano le antenne che possono avere diverse configurazioni, sezioni trasversali e composizioni costruttive. Le testate delle antenne richiedono un particolare studio per l'ancoraggio degli stralli in modo da garantire la trasmissione di elevati sforzi di trazione dagli stralli alle antenne stesse.

Le spalle rappresentano il collegamento tra il ponte e i due terrapieni di raccordo con il terreno circostante e devono essere progettate non solo sulla base della reazione dell'impalcato ma anche in funzione della pressione esercitata dal terreno.

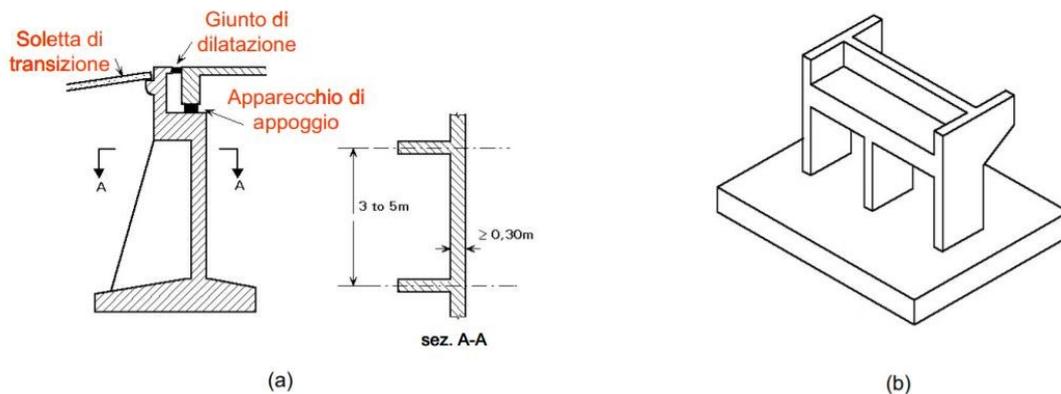


Figura 293: Spalla con contrafforti (a), spalla aperta (b)

- Classificazione sulla base del funzionamento statico:
  - I ponti a travata sono quelli in cui la struttura principale è costituita da elementi (travi) che sopportano prevalentemente sforzi di flessione.
  - I ponti a travata rappresentano la tipologia più comune e più semplice e possono essere realizzati in schemi isostatici (travi in semplice appoggio, travi Gerber) oppure in schemi continui (Fig. 14).

Schemi con travi in semplice appoggio sono impiegati solo nel caso di luci (distanze tra due pile consecutive o tra pila terminale e spalla o tra le due spalle nel caso di unica campata) fino a circa 40 m per strutture in c.a.p. o miste (acciaio-clt) e 80 m per strutture interamente in acciaio.

- Ponti con schema a trave continua sono comunemente impiegati su piccole (10-20 m), medie (20-50 m) e grandi luci (superiori a 100 m).  
 Nell'ultimo caso le travi, generalmente in c.a.p. o in acciaio o composte acciaio-clt, presentano talvolta una sezione longitudinale con altezza variabile per ragioni strutturali, economiche (copertura ottimizzata dei diagrammi delle sollecitazioni) ed estetiche.

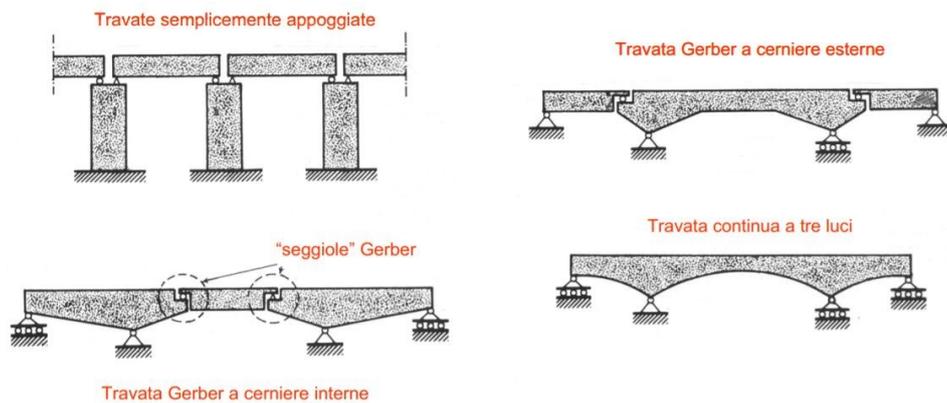


Figura 304: Schemi di ponti a travata

Gli schemi a trave continua necessitano di fondazioni affidabili in quanto l'andamento delle sollecitazioni in uno schema iperstatico risente di eventuali cedimenti differenziali in corrispondenza dei vincoli. Lo schema a travate continue è generalmente impiegato con struttura metallica (per la facilità di assemblaggio in opera e di collegamento tra gli elementi prefabbricati) o con travi in c.a.p.

### 2.3 La travatura Gerber

Lo schema a travatura Gerber ha trovato molto favore nella costruzione dei ponti poiché consente di abbinare i vantaggi delle travature continue a quelli delle strutture isostatiche (insensibilità ai cedimenti vincolari, i.e. abbassamenti delle pile).

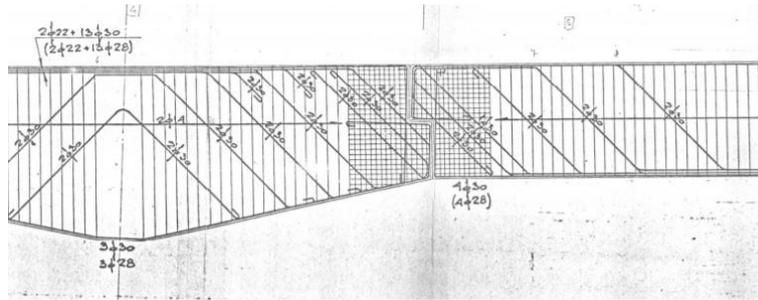


Figura 45: Sella Gerber

Si segnalano tuttavia numerosi inconvenienti a carico delle mensole che costituiscono le selle a causa di un errato rapporto sbalzo/altezza. La teoria delle travi alte mostra che per valori del rapporto  $L/d > 1$  (luce/altezza) lo stato tensionale della lastra non cambia sensibilmente ed il valore della coppia interna resta pressoché costante  $z \cong 0.7L$ .

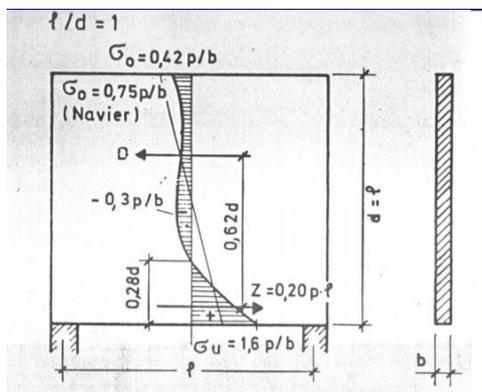


Figura 316: Andamento tensioni  $l/d=1$

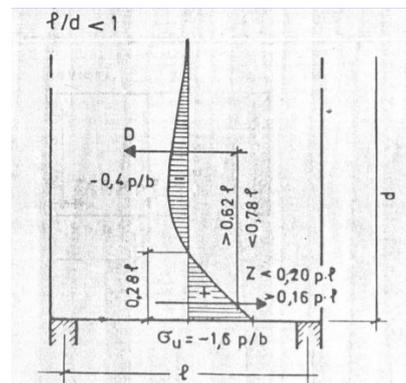


Figura 47: Andamento tensioni  $l/d < 1$

L'armatura, dimensionata sulla base di un braccio di coppia proporzionale all'altezza geometrica della mensola ( $z \cong 0.9a$ ), risulta spesso sottodimensionata e si innescano fenomeni di fessurazione che seguono la seguente morfologia:

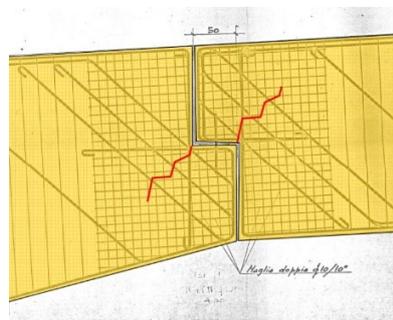


Figura 48: Fessurazione sella Gerber

L'apertura della fessura incrementa la rotazione reciproca dell'appoggio sulla sella Gerber e se il "gap" fra gli elementi non è sufficiente, nasce un momento resistente con trazioni anomale sullo spinotto e compressioni eccessive sul calcestruzzo:

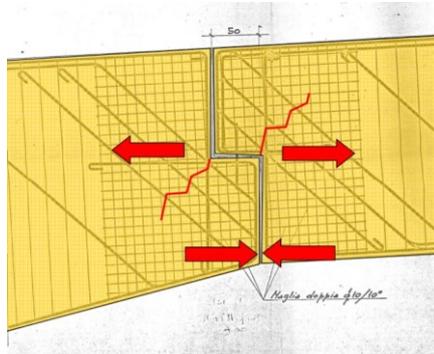


Figura 49: Fessurazione sella Gerber

Un altro aspetto da non tralasciare è l'effetto di trascinamento dell'impalcato sulle mensole Gerber che provoca ingenti danni all'elemento di supporto.



Figura 320: Effetto trascinamento impalcato

Ma, come si è giunti a ideare la sella Gerber?

Una trave appoggiata agli estremi è soggetta a tensioni combinate di flessione e taglio. Le tensioni preponderanti sono quelle prodotte dalla flessione in mezzeria.

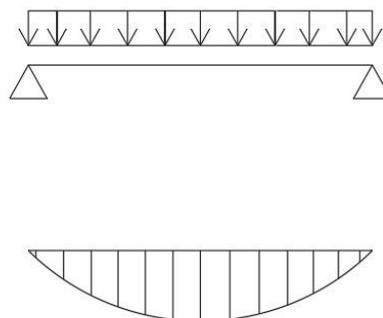
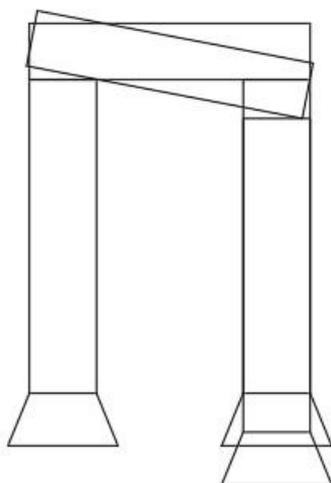


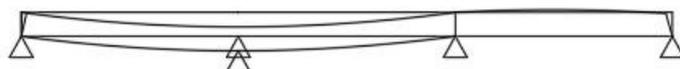
Figura 331: Trave appoggio-appoggio con carico distribuito

Ma se si verifica una frattura ad una delle estremità della trave, ciò non dipende dalla flessione ma da cedimenti dei vincoli. La fondazione di uno dei piedritti può infatti essere più debole e, cedendo, può provocare un movimento dell'architrave come viene mostrato di seguito:



*Figura 342: Cedimento vincolare piedritto*

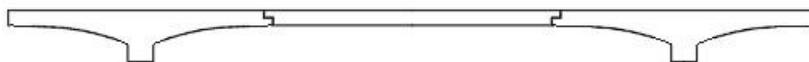
Consideriamo, ad esempio, una trave su quattro appoggi: se uno degli appoggi si abbassa, la trave si inflette e si creano azioni di taglio.



*Figura 353: Cedimento vincolare trave continua*

Ma allora, come dev'essere questa trave per assecondare tale movimento? La soluzione è quella di utilizzare una trave Gerber, l'unica a rimanere rigida, pur consentendo il movimento.

La trave Gerber è stata introdotta solo nel 1866, poiché prima si era in possesso di sole conoscenze empiriche.



*Figura 364: Travatura Gerber*

La trave continua non poté svilupparsi se non dopo l'istituzione di una teoria dei problemi iperstatici. Il vantaggio offerto dalla trave incastrata sta nel fatto che, in presenza di un carico uniformemente distribuito, il momento flettente assume, agli estremi, un valore pari ai  $\frac{2}{3}$  di quello che si ha in una trave della stessa luce, semplicemente appoggiata mentre, al centro, il momento si riduce a  $\frac{1}{3}$  di tale valore. Bisogna però tener ben presente che il momento al centro è molto sensibile ad eventuali cedimenti degli incastrati o dei vincoli di discontinuità, e che esso aumenta molto rapidamente quando diminuisce la rigidità degli incastrati.

Nella trave continua l'economia che regola la distribuzione dei momenti flettenti fra le varie campate è governata dalla solidarietà e dalla continuità statica che si realizzano tra campata e campata, in corrispondenza degli appoggi intermedi.

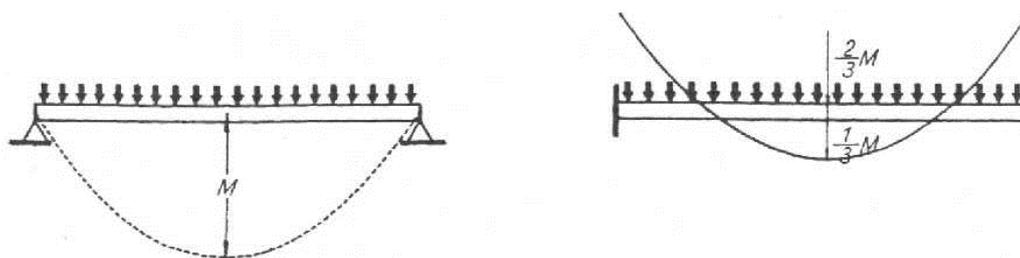


Figura 375: Variazione momento flettente

Non è difficile verificare che la trave di ogni campata si comporta - nel caso più generale - come una trave imperfettamente incastrata alle estremità. Il grado di imperfezione di tali incastrati è misurato dall'ampiezza della rotazione che la curva elastica manifesta sugli appoggi estremi di ciascuna campata; a sua volta, l'ampiezza di tale rotazione dipende (a parità di condizioni di sollecitazione) dalle caratteristiche di flessibilità proprie della sezione immediatamente precedente e di quella immediatamente successiva a ciascun appoggio intermedio.

Il meccanismo tramite il quale si vengono a materializzare i gradi di imperfezione degli incastrati alle estremità di una generica campata intermedia obbedisce a precise leggi di economia statica. Tali leggi sono interpretate dai parametri progettuali che intervengono globalmente a caratterizzare le capacità portanti del sistema, vale a dire l'ampiezza delle campate (in senso assoluto e relativo), le condizioni di carico e le condizioni di vincolo delle sezioni di estremità della trave, la rigidità flessionale locale delle sezioni rette nelle diverse campate.

La trave continua con luci tutte eguali presenta vantaggi analoghi in presenza di carichi uniformi applicati simultaneamente su tutte le campate. Ma tali vantaggi si riducono in presenza di carichi concentrati o di carichi mobili, in quanto la riduzione dei momenti flettenti è molto minore.

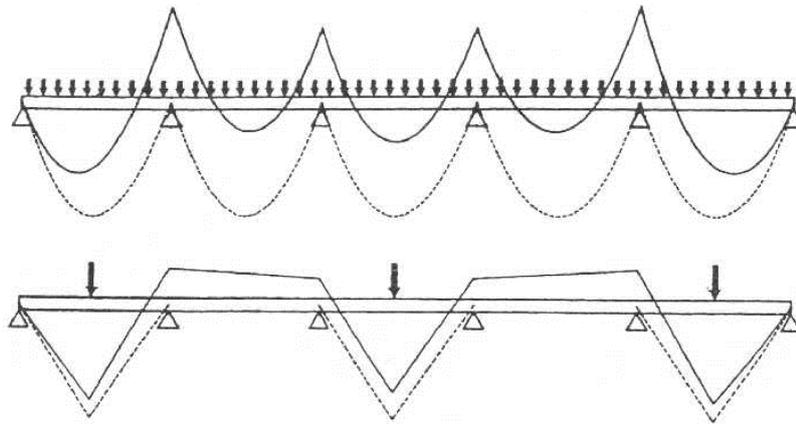


Figura 386: Trave continua con carico distribuito e carichi concentrati

Con travi di sezione costante, si ha una migliore distribuzione dei momenti flettenti, e si conseguono pertanto vantaggi economici interessanti, se si riducono le luci estreme rispetto a quelle centrali. Tale disposizione offre anche un effetto estetico piacevole.

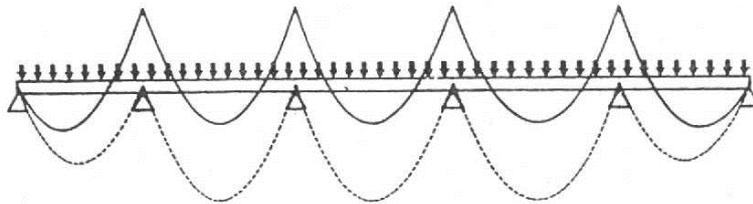


Figura 397: Variazione distribuzione momento

Se si studia il profilo di una trave continua, si osserva che la legge di variazione dei momenti flettenti impone di aumentare fortemente l'altezza delle sezioni di estremità, prossime agli appoggi, e ciò per un tratto relativamente corto. Da qui l'opportunità di creare delle mensole agli estremi delle campate.

Nei riguardi degli sforzi di taglio, non vi sono invece grandi differenze fra travi appoggiate e travi continue, benché, in effetti, queste ultime possano trovarsi maggiormente sollecitate in corrispondenza degli appoggi intermedi.

La trave continua offre notevoli vantaggi in confronto ad una successione di più travate indipendenti.

In una trave vincolata isostaticamente, basta la rottura accidentale di una sezione perché si verifichi il crollo di tutta la struttura.

Al contrario, in analoghe condizioni, una costruzione iperstatica continua a resistere fino a che non siano esaurite le capacità resistenti di altre sezioni.

A fronte di questi vantaggi, però, vanno rilevati alcuni inconvenienti, fra i quali il più degno di nota, dal punto di vista della stabilità, è che, per differenze di livello anche piccole degli appoggi, alcune volte inevitabili, si producono variazioni notevoli nelle sollecitazioni, di cui risentono sensibilmente tutte le campate della trave. Il buon funzionamento della trave continua richiede la perfetta fissità degli appoggi; esigenza che si ritrova in tutte le strutture iperstatiche.

In presenza di cedimenti, però, mentre una trave isostatica non risente alcun effetto, la trave continua subisce un mutamento del regime statico che risulta generalmente sfavorevole.

Ad ovviare a tale inconveniente, il costruttore Heinrich Gottfried Gerber (1832-1912) di Norimberga applicò per primo fin dal 1866 il principio, già teoricamente indicato da altri, di suddividere la trave continua in più tronchi, collegati fra loro a cerniera, ovvero semplicemente appoggiati, alcuni dei quali si comportano come travi semplicemente appoggiate alle estremità, altri come travi appoggiate su due punti e a sbalzo dagli appoggi.

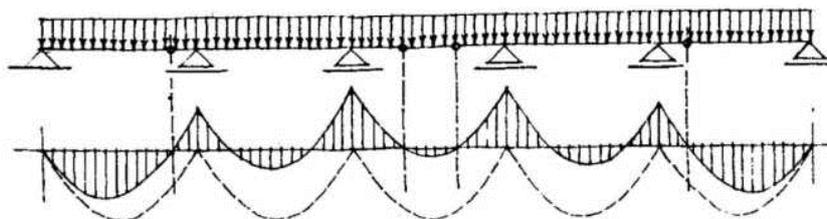


Figura 58: Schema Gottfried Gerber

È evidente che, su tale sistema, un eventuale dislivello degli appoggi non produce alterazione alcuna nelle sollecitazioni. Ecco perché la trave Gerber s'impiega utilmente quando, per la natura del suolo, si temono cedimenti degli appoggi, poiché essa non ne è influenzata.

Una conferma diretta si ha confrontando il comportamento di una trave Gerber con quello di una trave continua in seguito al cedimento di un appoggio: mentre la trave continua s'incurva (quindi sorgono tensioni interne e reazioni dei vincoli), la trave Gerber rimane rettilinea nei suoi vari tratti (quindi non è affaticata).



Figura 5940: Cedimento vincolare trave continua



Figura 6041: Cedimento vincolare trave Gerber

Con una conveniente scelta dei punti di interruzione, si possono ancora conseguire gran parte dei benefici che contraddistinguono le economie statiche della trave continua. Tanto che, se il carico applicato alla trave fosse fisso e le cerniere coincidessero con i punti di momento nullo, la trave Gerber potrebbe sostituire la trave continua senza alcuna modificazione nelle sollecitazioni e quindi ne garantirebbe i benefici statici, senza tuttavia manifestare l'inconveniente sopra accennato.

Infatti in tal modo si otterrebbe un caso singolare di coincidenza di regime statico fra una figura iperstatica e una isostatica.

Bisogna infatti tener presente che una trave rettilinea di cui s'impedisca la dilatazione esercita delle spinte orizzontali molto intense che è praticamente impossibile assorbire. Solo per luci molto modeste le dilatazioni possono essere tollerate, contando su piccoli assestamenti dei vincoli. In assenza di cedimenti, lo sforzo longitudinale è invece indipendente dalla luce.

La suddivisione della trave a più appoggi in travi staticamente determinate, per mezzo di cerniere, può essere realizzata in vari modi, mediante impiego di cerniere e di carrelli articolati, dunque, si possono ripartire le deformazioni longitudinali delle travi, evitando di concentrarle sugli appoggi estremi.

In generale, le cerniere devono essere tante quanti sono gli appoggi meno due. Inoltre, per la giusta distribuzione dei vincoli, non si devono avere più di due cerniere fra due appoggi, né più di due appoggi fra due cerniere. Altrimenti nel primo caso si ha un tratto labile e nel secondo si ha un tratto iperstatico.

La figura 7 rappresenta in a) e in b) i due tipi possibili per un numero qualunque di appoggi; in c) e in d) gli stessi tipi nel caso frequente di quattro appoggi. La disposizione più comune ed opportuna è quella nella quale alternativamente le diverse campate presentano due, ovvero nessuna cerniera.

Se facciamo riferimento al caso c) della fig. 7, cioè ad una trave di sole tre campate, con due travi di estremità che si protendono a sbalzo nella campata centrale, e collegate a cerniera da una terza trave centrale di luce ridotta, vedremo che il grafico del momento sarà come in figura 8.

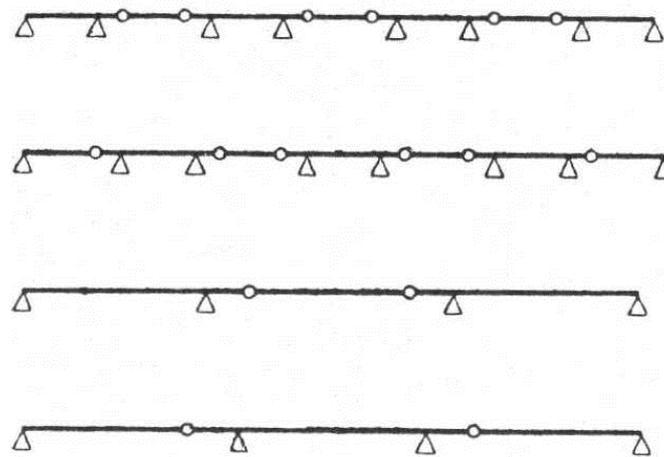


Figura 6142: Travature Gerber con diverso numero di appoggi

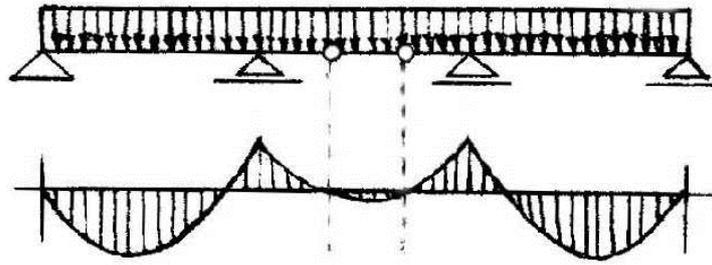


Figura 6243: Travatura Gerber nel caso di 4 appoggi

Nella trave Gerber può essere interessante proporsi - nel caso di carico uniformemente ripartito su tutte le campate - lo studio delle ampiezze delle luci di campata che consentono di realizzare eguali ordinate massime di momenti positivi e negativi, sia nelle zone appoggiate che nelle travi bilanciate.

Con riferimento alla figura 5 si osserva che le variabili sono rappresentate dal rapporto  $l_3/l_4$  e dal rapporto  $l_1/l_4$ , in quanto gli sbalzi della trave bilanciata sono caricati non solamente dal carico permanente ma anche dai carichi concentrati corrispondenti alle reazioni delle travi di luce  $l_1$ . Pertanto le combinazioni di luci possono essere infinite.

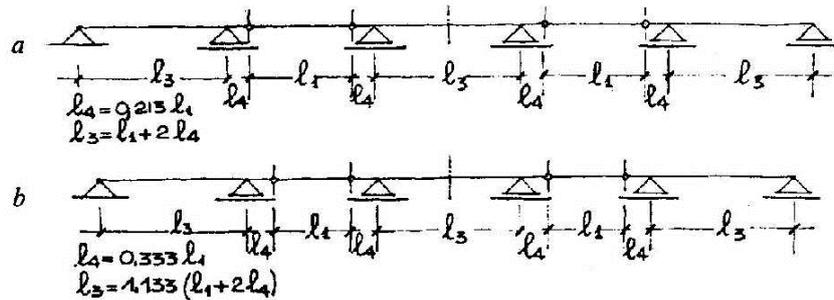


Figura 443: Scelta luci nella Travatura Gerber

Può ad esempio interessare che risulti:  $l_3 = l_1 + 2 l_4$ , ossia che risulti costante la luce tra gli appoggi; in tal caso il criterio di economia statica nella distribuzione dei momenti flettenti prima precisato richiede che sia  $l_4 = 0,213 l_1$  (figura 62).

Si osserva tuttavia che in tal modo si hanno degli sbalzi relativamente piccoli e delle travi intermedie di luce  $l_1$  relativamente grandi, il che può costituire un inconveniente costruttivo, specie se le travi di luce  $l_1$  sono prefabbricate e vengono poste in opera dopo che sono già state realizzate le travi bilanciate. Per tale motivo generalmente si preferisce adottare un rapporto:

$$\frac{l_3}{l_1 + 2l_4} > 1 \quad (2.1)$$

Costruttivamente può essere consigliabile adottare  $l_4 = 1/3 l_1$ , condizione che, imponendo l'eguaglianza nei valori assoluti dei momenti positivi e negativi, offre:

$$\frac{l_3}{l_1 + 2l_4} = 1,133 \quad (2.2)$$

In, effetti nelle travi Gerber la luce  $l_4$  dello sbalzo oscilla tra  $\frac{1}{4}$  ed  $\frac{1}{3}$  della luce centrale  $l_1$  e, corrispondentemente, il rapporto  $l_3 / l_1 + 2 l_4$  oscilla tra 1,055 e 1,133 (figura 62).

La sella Gerber viene quindi usata Quando si vuole realizzare un semplice appoggio di una trave su un'altra trave o su una mensola contenendo l'altezza delle strutture in corrispondenza della zona di appoggio, si riduce in questa zona l'altezza della trave realizzando così un giunto denominato "a sella Gerber" ed Usualmente l'altezza di queste selle è pari a circa metà della trave

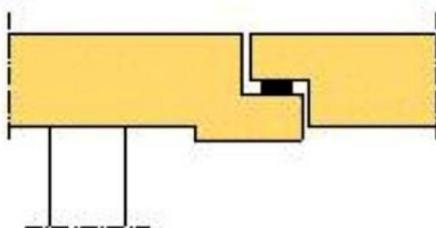


Figura 454: Sella Gerber

Sulla base delle considerazioni fatte a riguardo della luce e dell'altezza della sella Gerber è possibile notare l'analogia con una trave tozza in cui si realizza il funzionamento ad arco ( $L < 5h$ ) individuabile tramite le isostatiche di compressione che individuano all'interno della trave un arco per il quale l'armatura inferiore funge da catena.

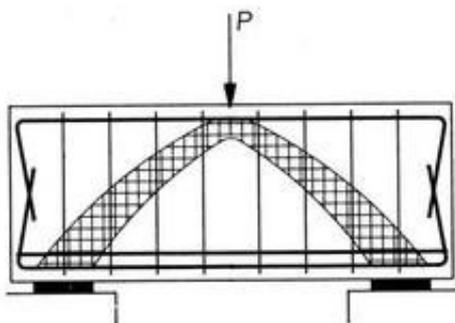


Figura 465: Schema ad arco, mensola tozza

Così come le travi tozze anche per le selle Gerber viene usato il metodo risolutivo: STRUT & TIE

## 2.4 Modelli "Strut & Tie"

La sella Gerber quindi, potendo essere considerata una trave tozza, viene risolta tramite i modelli Strut & Tie.

Questi modelli rappresentano uno strumento di progettazione per le regioni "disturbate" dove il flusso degli sforzi è non-uniforme e non sono applicabili le usuali regole di analisi:

- Consente di stabilire, nella condizione di SLU, l'andamento delle forze interne mediante la definizione di modelli resistenti a struttura reticolare

- Risulta essere un metodo altamente flessibile, [basato esclusivamente sul concetto di equilibrio allo SLU – si trascurano le condizioni di congruenza], che ammette per il problema trattato diversi modelli resistenti possibili

Nel modello resistente le aste compresse, strut, sono realizzate da elementi in calcestruzzo mentre le aste tese, tie, sono realizzate dall'armatura

Il metodo S&T si basa sul 'Lower bound Theorem' della plasticità:

*“Nel caso di materiali elasto-perfettamente plastici, un campo di tensioni che soddisfa l'equilibrio e non viola i criteri di verifica in un qualunque punto, fornisce una stima inferiore della valutazione di capacità portante.”*

Il calcestruzzo ha una limitata capacità di deformazione plastica e non è un materiale elastico-perfettamente plastico. Affinché sia applicabile il teorema, non si deve avere cedimento per compressione degli elementi di calcestruzzo (puntoni e nodi) prima dello snervamento delle armature (armatura longitudinale e staffe).

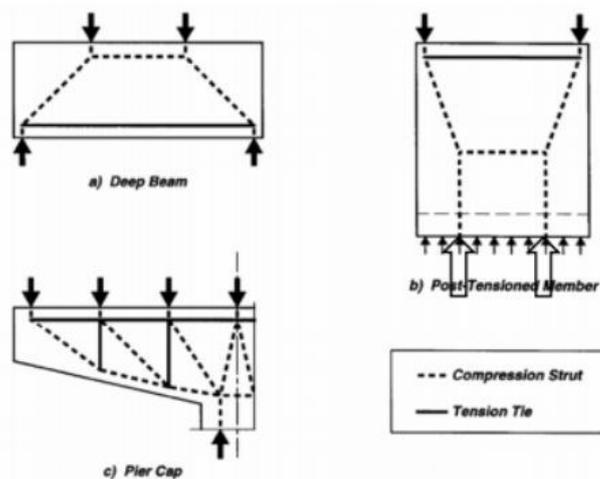


Figura 476: Percorsi Strut & Tie

Le ipotesi di base per il modello resistente sono:

- Le armature tese (tie) raggiungono lo snervamento prima del collasso degli elementi compressi in calcestruzzo (strut-nodes)
- L'armatura tesa risulta adeguatamente ancorata
- Le aste del modello resistente sono sollecitate solo da forze assiali
- Si trascura la resistenza a trazione del calcestruzzo
- Le forze esterne sono applicate ai nodi del modello
- La precompressione è applicata come carico

Gli elementi di riferimento di questo modello sono gli strut, i tie e i nodi, di cui di seguito si riporta una schematizzazione delle caratteristiche e delle loro verifiche prima di entrare nel merito dei tralicci utilizzati per le selle Gerber.

Elementi "Strut":

- prism elemento con sezione ad altezza costante
- fan elemento la cui altezza di sezione segue la forma di un ventaglio
- bottle elemento con altezza della sezione che varia lungo la lunghezza dell'elemento [espansione/contrazione]

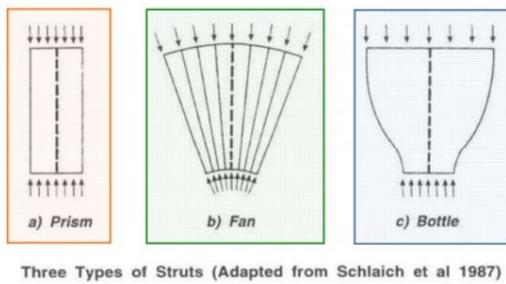


Figura 487: Tipologie Elementi Strut

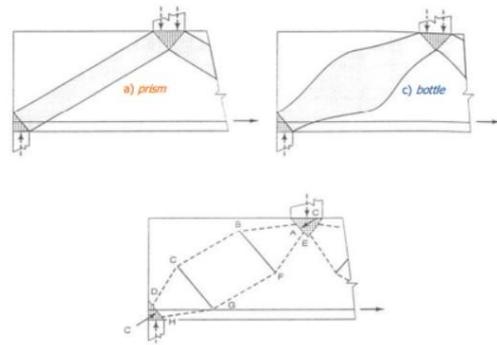


Figura 68: Elementi Strut

**Elementi "Tie":**

- Gli elementi tesi includono le staffe e le armature longitudinali (comprese le eventuali armature di dettaglio)
- Occorre prestare particolare considerazione al dettaglio dell'ancoraggio delle armature; una rottura fragile dell'ancoraggio potrebbe indurre un carico di collasso inferiore al carico ultimo di calcolo

**Elementi "Nodes":**

- I nodi sono le zone in cui convergono gli elementi del modello resistente (zone di interconnessione degli elementi strut and tie)

Le verifiche del metodo strut & tie riguardano gli strut, i nodi ed i tie:

▪ **Verifiche**

**Elementi "Strut":**

- La tensione di calcolo di un elemento trasversalmente compresso o trasversalmente scarico, è data da:

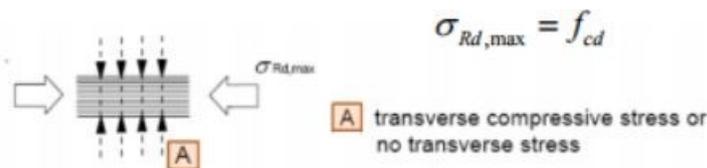


Figura 6949: Compressione elemento Strut

La tensione di calcolo di un elemento, in zona compressa fessurata, deve essere calcolata con la:

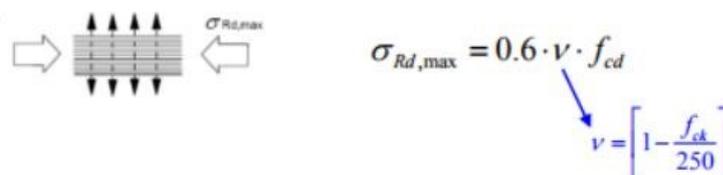


Figura 500: Compressione elemento Strut, zona fessurata

## Elementi "Tie":

- La tensione di progetto dell'armatura non può superare la tensione di snervamento di calcolo  $f_{yd}$ :

a) L'armatura richiesta in un nodo per resistere alle forze di trazione deve essere adeguatamente distribuita lungo un tratto considerevole dell'elemento comprendente il nodo in esame.

b) La forza di trazione  $T$  viene valutata in funzione di due situazioni:

- Regioni a discontinuità parziale
- Regioni a discontinuità totale

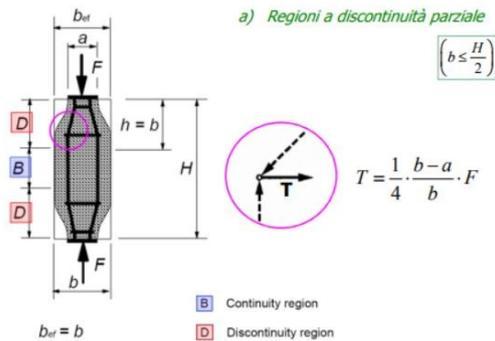


Figura 7151: Regione di discontinuità parziale

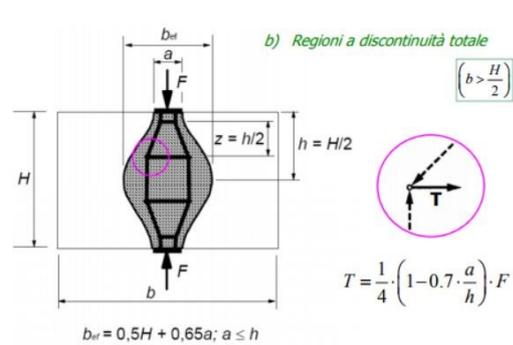


Figura 522: Regione a discontinuità totale

## Elementi "Nodes":

Per il calcolo della tensione a compressione nel nodo bisogna distinguere tra:

a) Nodi compressi senza armature tese ancorate nel nodo

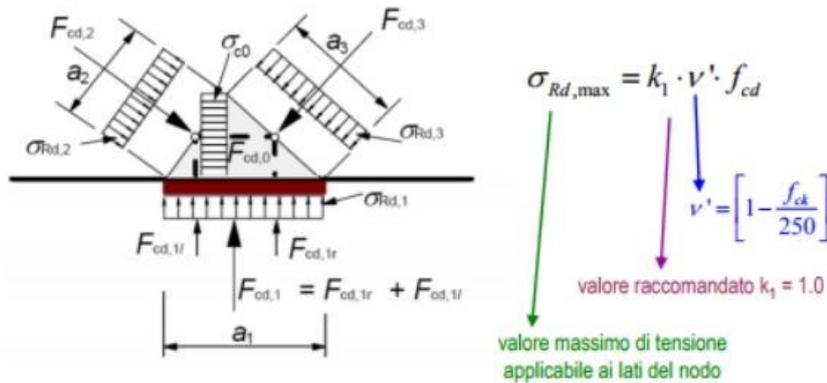


Figura 533: Nodi compressi senza armature tese ancorate nel nodo

In uno stato piano, con riferimento alla figura precedente, le massime tensioni medie ( $\sigma_{c0}$ ,  $\sigma_{c1}$ ,  $\sigma_{c2}$ ,  $\sigma_{c3}$ ) devono soddisfare il criterio precedentemente esposto. In genere si assume che:

$$\frac{F_{cd,1}}{a_1} = \frac{F_{cd,2}}{a_2} = \frac{F_{cd,3}}{a_3}$$

$$\sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}$$

Il nodo viene dimensionato in modo che lo stato tensionale all'interno sia idrostatico

b) Nodi compressi con armatura tesa in una direzione ancorata nel nodo

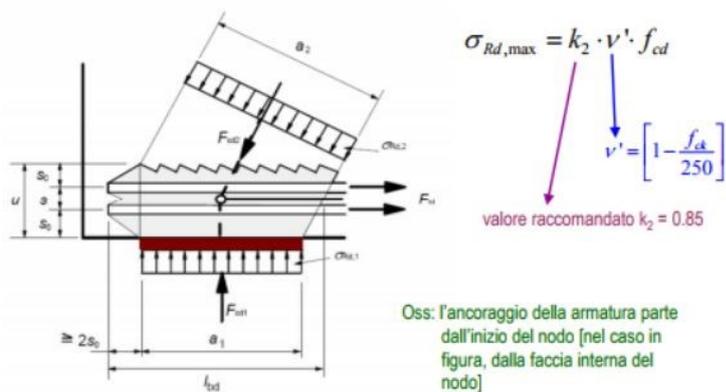


Figura 544: Nodi compressi con armatura tesa in una direzione ancorata nel nodo

c) Nodi compressi con armature tese in più direzioni ancorate nel nodo

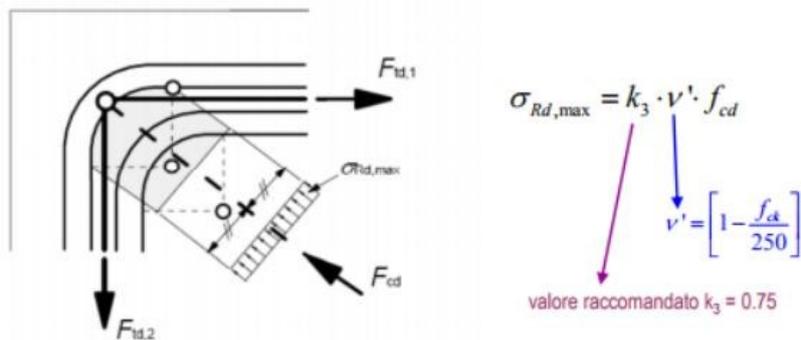


Figura 555: Nodi compressi con armature tese in più direzioni ancorate nel nodo

Torniamo adesso al progetto di una sella Gerber, per la quale è possibile considerare due diversi tralicci puntone-tirante, che eventualmente possono essere combinati tra loro [p.to (10.9.4.6)-EC2].

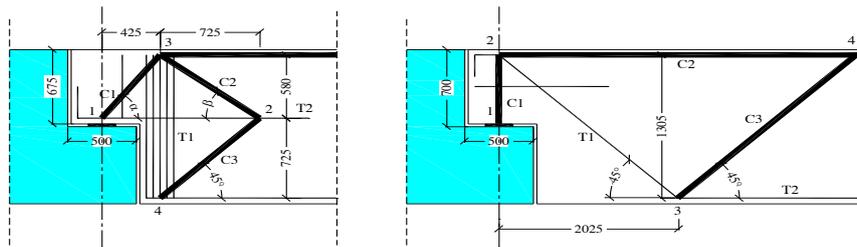


Figura 566: Tralicci Tirante-puntone proposti da EC2

**schema b)** bordo inferiore completamente privo di armature

**schema a)** occorre un'armatura longitudinale superiore per ancoraggio staffe ed armatura di confinamento del puntone inclinato C1

Sebbene l'EC2 lasci la possibilità di utilizzare anche solo uno dei due tralicci e quindi una sola delle due disposizioni di armatura, si osserva come lo schema b) risulti carente in esercizio, perché lascia completamente privo di armature il bordo inferiore della sella.

Risulta pertanto opportuno integrare l'armatura tipo b) con quella tipo a), alla quale è bene affidare almeno il 50% della reazione della sella. Viceversa se si utilizzasse solo lo schema a) occorrerebbe prevedere un'armatura longitudinale superiore alla quale ancorare sia le staffe verticali sia l'armatura di confinamento del puntone inclinato.

Nel proseguo della tesi, in particolare nel capitolo 4, verrà presentata la verifica manuale che è stata effettuata sulle selle Gerber dell'opera in questione.

## 2.5 PRECOMPRESSIONE

La precompressione è una tecnica che si basa nel produrre artificialmente una tensione nella struttura dei materiali da costruzione, e in special modo nel calcestruzzo armato, allo scopo di migliorare le caratteristiche di resistenza delle strutture.

Nel calcestruzzo armato precompresso (abbreviato con l'acronimo c.a.p.), la precompressione viene utilizzata per sopperire alla scarsa resistenza a trazione del conglomerato cementizio.

### 2.5.1 Finalità

Nella teoria classica del calcestruzzo armato, nelle sezioni inflesse il conglomerato è considerato non reagente agli sforzi di trazione: la resistenza a trazione del conglomerato è all'incirca un decimo della resistenza a compressione, e le zone di cemento ancora non fessurate sono situate nelle immediate vicinanze dell'asse neutro, rendendo così estremamente piccolo il contributo a momento flettente dato dagli sforzi di trazione nel calcestruzzo.

Pertanto in una struttura inflessa o pressoinflessa (in fase fessurata), è considerata come sezione resistente quella parzializzata cioè quella costituita dal solo calcestruzzo compresso e dalle armature tese e compresse. In questo modo si fa affidamento solo su una parte della sezione effettiva.

Al fine di permettere l'utilizzo totale della sezione effettiva, si è previsto di applicare alla membratura in calcestruzzo armato uno stato di pre-sollecitazione, creando artificialmente degli sforzi di compressione o di pressoflessione, capaci di provocare nella struttura uno stato di tensione permanente. Tale stato di tensione, che si va a sovrapporre a quello dovuto ai carichi di esercizio, deve essere tale da garantire un regime tensionale finale compatibile con le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

Se ad esempio si considera una trave inflessa semplicemente appoggiata, le sollecitazioni di flessione che si generano per effetto dei carichi esterni provocano un diagramma di tensioni normali a farfalla (flessione semplice), e pertanto le fibre inferiori risultano tese. Poiché generalmente gli sforzi di trazione sono superiori alla relativa resistenza del conglomerato, in zona tesa insorgono fenomeni fessurativi.

Se invece si sottopone la trave ad un preventivo sforzo di compressione o pressoflessione, il diagramma finale delle tensioni normali presenterà, in corrispondenza del lembo inferiore, sforzi di trazione compatibili con il conglomerato o addirittura delle tensioni di compressione (sezione completamente compressa). In ambo i casi la sezione reagente di calcestruzzo coincide con la sezione trasversale effettiva della trave.

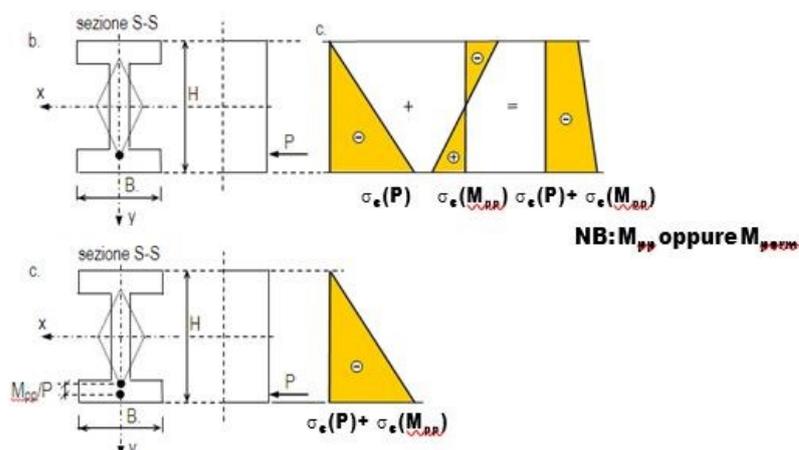


Figura 577: Andamento tensioni sezione precompressa

## 2.5.2 Cenni storici

Nel 1933, nell'articolo "*Idees et voies nouvelles*" il costruttore Eugène Freyssinet per la prima volta lasciò traccia scritta della parola *precontrainte*, neologismo che definirà per tutti gli anni successivi la tecnica della precompressione. I primi tentativi di realizzare opere in calcestruzzo armato precompresso risalgono al 1888, ad opera di Doering. I risultati furono però deludenti, a causa della scarsa resistenza dei materiali adottati.

I primi risultati soddisfacenti furono ottenuti applicando la presollecitazione nella produzione di tubi in calcestruzzo, ad opera della ditta italiana Vianini, nel 1925. L'intento comune era solamente quello di applicare una precompressione per evitare o ridurre la fessurazione del calcestruzzo, ignorando altri aspetti statici benefici del procedimento.

I concetti base della moderna precompressione furono ideati da Freyssinet, che nel 1928 ne depositò il brevetto. Lo stesso ideatore dal 1936 utilizzò la tecnica della precompressione per quasi tutte le opere.

Eugène Freyssinet (Objat, 13 luglio 1879 – Saint-Martin-Vésubie, 8 giugno 1962) è stato un ingegnere francese, inventore del cemento precompresso, il cui primo brevetto fu da lui depositato il 2 ottobre 1928. La sua prima opera in cemento armato risale al 1906: il ponte ferroviario sul Sichon con un arco di 40 M di luce. Successivamente nel 1907 conobbe François Mercier e con questi vinse una gara per la costruzione di tre ponti in muratura "tradizionale" sull'Allier affluente della Loira, a Veudre, Boutiron e a Châtel de Neuvre. Dopo diversi studi su questa tipologia strutturale e accertatosi della sua affidabilità si è passati alla realizzazione delle tre opere: Il primo è quello di Veudre che sarà completata nel 1911, a seguire nel 1912 il ponte di Boutiron e poi quello di Châtel de Neuvre iniziato nel 1914 e completato nel 1923.

Fu proprio grazie al primo di questi che Freyssinet si rese conto della presenza degli effetti differiti nel tempo del calcestruzzo. Infatti, poco dopo la sua costruzione, il ponte manifesta un evidente abbassamento in prossimità della chiave.

Inizialmente pensa a problemi fondali, ma dopo sondaggi, misure e controlli, accerta che la causa del calo non proveniva dagli appoggi. Occorreva prendere rapidamente una decisione per far cessare l'abbassamento della chiave, altrimenti ben presto il ponte sarebbe crollato. Una notte in preda agli incubi si sveglia e accorre con la sua bici presso l'opera ed è lì che gli sovviene la soluzione: inserisce dei martinetti in corrispondenza delle articolazioni della chiave, per riportare in assetto le arcate ed indurre uno stato di coazione, ottenendo quindi come effetto un rialzamento degli archi, ben sopportato dalle solide fondamenta. In seguito si occupò del ponte di Chatel de Neuvre (1914-1923) che risulta essere l'ultimo della serie, è stato progettato con gli stessi principi dei precedenti (3 archi a tre cerniere).

Come per tutte le grandi opere d'arte il disarmo della centina è un vero e proprio problema perché il calcestruzzo aderisce in maniera abbastanza forte alle tavole e non è raro che queste siano recuperabili dopo il disarmo. Per disarmare il ponte, Freyssinet inventa un nuovo processo. Egli impiega la tecnica che aveva usato per fermare il rammollimento della chiave del ponte di Veudre: dove ha infilato dentro la chiave di volta di ognuno dei tre archi, dei martinetti per ripristinare la posizione. Con questa azione gli archi del ponte di Châtel de Neuvre sono sollevati e poi automaticamente disarmati senza qualsiasi ulteriore azione.

La costruzione di questi ponti e la tecnica di disarmo con l'uso di martinetti per la quale ottiene il premio della Camera dell'Accademia delle Scienze, contribuiscono al diffondersi della fama di Freyssinet.

Dopo queste prime esperienze molto importanti per conoscere il cemento armato, Freyssinet lascia nel 1914, l'incarico nell'Amministrazione de Ponts e Chaussées ed entra nell'impresa di François Mercier e Claude Limousin, (dove rimarrà fino al 1928), per continuare la sua brillante carriera. Diviene un costruttore affermato, socio della Enterprise Limousine e responsabile per la costruzione di grandi ponti in calcestruzzo armato e non solo di cemento armato, infatti nel 1915 costruisce il ponte di Villeneuve sur Lot, che con i suoi due archi di 100 m di luce, fu al suo tempo, record mondiale dei ponti di calcestruzzo non armato.

Al fine di ottenere tutte le informazioni che gli consentissero di sviluppare la precompressione, Eugène Freyssinet propose al partner Limousin, essendo morto F. Mercier, di svolgere delle attività di ricerca che gli permettessero di brevettare questa tecnica, ma Limousin non credendo al futuro della precompressione si rifiuta, ritenendo con ciò di evitare la rovina di entrambi. Eugène Freyssinet assume da solo l'onere di tale ricerca, spendendo i suoi guadagni acquisiti come socio. Freyssinet sperimenta il c.a.p. non solo per risolvere i problemi di flessione ma anche quelli legati alla fatica, ottenuta grazie all'elevato grado di compattazione dato da una armatura pretesa incorporata nel tubo.

L'idea di utilizzare un appropriato stato di presollecitazione per conferire al calcestruzzo la capacità di resistere a sforzi di trazione senza fessurarsi, come inevitabilmente accade nel cemento armato ordinario, era diffusa dalla fine dell'800. Due brevetti erano stati depositati da P.H. Jackson nel 1886 negli Stati Uniti e da C.E.W. Döhning nel 1888 in Germania e molti altri furono poi depositati, sia in Europa che negli USA, all'inizio del Novecento, ma la diffusione su

larga scala del precompresso era ostacolata dalla scarsa conoscenza dei fenomeni lenti, la viscosità ed il ritiro del calcestruzzo ed il rilassamento dell'acciaio, che nel tempo annullano gli effetti benefici delle coazioni impresse.

Freyssinet viene giustamente considerato il vero padre del precompresso, per avere studiato fin dal 1911, nel ponte di Veudre questi fenomeni. Freyssinet ed il suo collaboratore Jean Seailles, approntarono i loro brevetti in maniera autonoma rispetto ai contemporanei sperimentatori ed ai predecessori, senza essere a conoscenza del brevetto statunitense del 1886; però sarebbe distorcente attribuire al solo Freyssinet il completo merito di questa innovazione; anche se ha avuto l'acume di sfruttare intellettualmente la coraltà del sapere; iniziò fin dal 1910 a sperimentare lo scorrimento dell'acciaio rispetto al calcestruzzo, analizzò il problema del rilassamento dell'acciaio. Il 2 ottobre 1928, E. Freyssinet, ed il suo buon amico J. Seailles, depositano il Brevetto n. 680.547, definendo con precisione l'idea teorica della precompressione permanente del calcestruzzo o di altro materiale e tutte le sue forme possibili di realizzazione.

L'idea consisteva nel pretensionare barre di acciaio di elevate prestazioni ad oltre 4.000 kg/cm<sup>2</sup>, prima di colare il calcestruzzo entro la cassaforma, con sistemi di ancoraggio dei cavi formati da piattello conico e cunei.

Dopo la diffusione del sistema di Freyssinet del 1928-29 altri ricercatori depositarono numerosi brevetti per analoghi sistemi oppure di miglioramento dei dettagli. Solo nel 1935 la società tedesca Wayss & Freytag, concessionaria per la Germania del brevetto Monier per il calcestruzzo armato normale, chiese a Freyssinet di studiare alcune travi da ponte che non vennero mai realizzate. Fino al 1936 fu un periodo di saggi, prove ed errori, di fiaschi finanziari che lo privano della fortuna raggiunta in vent' anni di lavoro rispettabile.

Costruisce di tasca propria delle fabbriche e si assume i rischi di imprese difficili. Ancora una volta, inventa processi di fabbricazione, progetta e costruisce macchine, come quella per elevare il limite elastico dell'acciaio (necessarie per la precompressione), mette a punto tutte le procedure per la messa in opera del precompresso. I due problemi centrali che si presentano in relazione con questo materiale sono le deformazioni differite (sconosciute e addirittura negate nel codice tecnico del 1906) e l'eventuale reversibilità, da un lato, e dall'altro gli effetti nocivi della fessurazione del calcestruzzo, che in questo modo si configura come un materiale il cui comportamento porta in sé il germe della rovina. Freyssinet pubblica nel 1936 un primo libro contenente l'esposizione dei suoi progressi in materia, solo dopo la conferma derivata dal risultato del consolidamento delle basi della Stazione Marittima di Le Havre

Lo sfruttamento dei brevetti è affidato all'impresa di Edme Campenon e porta il suo contributo rimanendo indipendente. Il contributo finanziario della Edme Campenon è di importanza cruciale per l'inizio effettivo dell'uso del c.a.p. Eugène Freyssinet utilizza la sua grande intuizione per concepire e realizzare le opere e si occupa direttamente dei progetti che presenteranno, ma lascia ai suoi collaboratori l'onere di fare tutte le verifiche necessarie.

Il suo brevetto del 1939 relativo ai coni di ancoraggio di cavi post-tesi segnò l'inizio della diffusione di questa tecnica costruttiva che si affermò poi su larga scala nel dopoguerra, favorita dalla carenza di acciaio per carpenteria metallica. Il sistema della post-tensione con i cavi inseriti in guaine viene brevettato da Freyssinet nel 1940 anche se altri, negli anni precedenti, ne avevano delineato il procedimento. Effettivamente, la sua invenzione significava una rivoluzione. In pochi anni il sistema è stato

Adottato e copiato fino alla nausea e divenne un standard per una certa gamma di problemi. Anche se non ci fu l'opportunità di intraprendere le opere con continuità, perché la seconda guerra mondiale sarà un doloroso freno a questo.

In Italia tra i pionieri dell'uso del cemento armato precompresso in Italia e creatore del brevetto Morandi M5 nel 1948 si annovera l'ingegnere Riccardo Morandi, i cui viadotti strallati hanno i tiranti rivestiti con guaine di calcestruzzo armato precompresso.

Adesso focalizziamo la nostra attenzione sugli aspetti più importanti della precompressione partendo dalle caratteristiche degli acciai.

### 2.5.3 Acciai per precompressione

Gli acciai da precompressione o acciai armonici sono contraddistinti da un comportamento nettamente diverso rispetto a quello degli acciai da cemento armato ordinario (acciai per armatura lenta). Infatti gli acciai armonici sono caratterizzati da una elevata resistenza meccanica (elevato valore del carico di snervamento) e da una deformazione plastica relativamente bassa all'atto della rottura.

Per le armature di precompressione è richiesta:

- elevata resistenza meccanica
- sufficiente duttilità
- limitata perdita di tensione per rilassamento
- adeguata resistenza a fatica
- adeguata resistenza alla corrosione
- adeguata resistenza per stati di tensione pluriassiali

Le caratteristiche meccaniche degli acciai per armature di precompressione possono variare a seconda della tecnologia produttiva, della composizione chimica dell'acciaio, delle dimensioni e della geometria. Di norma le tensioni di rottura sono da 1,9 a 3,3 volte maggiori a quelle fornite da un classico tondino di ferro per armature lente di tipo FeB44k.

Indicativamente, con barre di diametro 12 ÷ 40 mm si può ottenere una resistenza a trazione nominale di 900 ÷ 1400 MPa; con fili trafilati a freddo di diametro 3 ÷ 12 mm si ottengono valori di 1500 ÷ 1800 MPa; con trefoli a 7 cavi di diametro 7 ÷ 18 mm si può arrivare a 1700 ÷ 2000 MPa.

Nel sistema di precompressione a cavi aderenti, per migliorare l'aderenza tra acciaio e calcestruzzo, si usano trecce di fili di piccolo diametro, mentre nel sistema di precompressione a cavi scorrevoli sono molto diffusi i cavi costituiti da fili di 5 ÷ 7 mm e le barre da 26 mm.

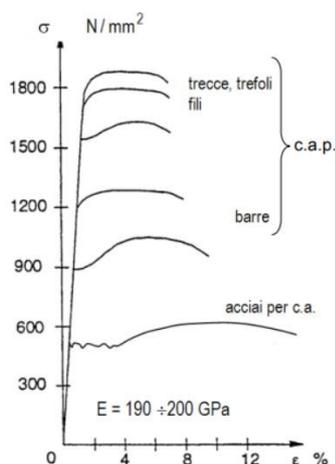


Figura 758: Diagramma tensione-deformazione acciai

le prestazioni degli acciai devono essere garantite dal produttore e non devono risultare inferiori a quelli indicati nella seguente tabella

Tipo di acciaio	Barre	Fili	Trefoli	Trefoli a fili sagomati	Treccie
Tensione caratteristica di rottura ..... $f_{pk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥1000	≥1570	≥1860	≥1820	≥1900
Tensione caratteristica allo 0,1 % di deformazione residua ..... $f_{p0,1k}$ N/mm <sup>2</sup>	-----	≥1420	-----	-----	-----
Tensione caratteristica all'1 % di deformazione totale ..... $f_{p1k}$ N/mm <sup>2</sup>	-----	-----	≥1670	≥1620	≥1700
Tensione caratteristiche di snervamento $f_{yk}$ N/mm <sup>2</sup>	≥800	-----	-----	-----	-----
Allungamento sotto carico massimo $A_{gt}$	≥3,5	≥3,5	≥3,5	≥3,5	≥3,5

Tabella 1: EC2-tabella 11.3.VII

- I modelli di calcolo

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, che sono definiti in base al valore di alcuni parametri caratteristici:

- deformazione ultima  $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$  dove  $\varepsilon_{uk} = (A_{gt})k$  è la deformazione uniforme ultima,
- valore di calcolo della tensione di snervamento  $f_{yd}$
- rapporto di sovreresistenza.  $k = \left(\frac{f_t}{f_y}\right)$

La resistenza di calcolo viene valutata a partire dalla resistenza caratteristica diviso per il coefficiente di sicurezza  $\gamma$  assunto pari a 1.15.

Nella seguente figura sono rappresentati i modelli s - e per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

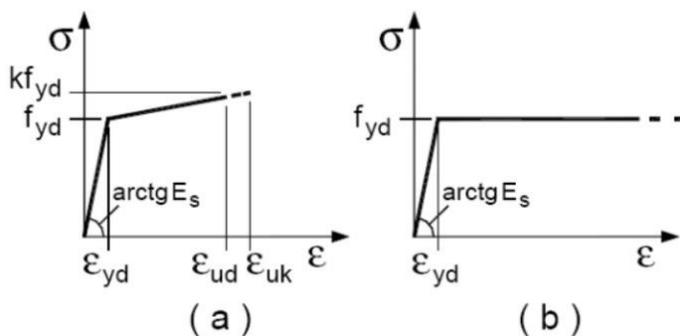


Figura 79: Modelli bilineari acciaio

Per il precompresso viene generalmente adottato il modello (a) che prevede anche un incrudimento post-elastico, tipico degli acciai armonici.

Nel caso si utilizzi il modello (b) non è prevista alcuna limitazione nella deformazione massima se non la deformazione ultima sperimentale pari a  $\varepsilon_{ud} = 0,9\varepsilon_{uk}$  dove  $\varepsilon_{uk} = (A_{gt})k$ .

Come per il calcestruzzo, qualora si presentasse la necessità di effettuare analisi non lineari, si possono adottare modelli più raffinati in grado anche di simulare il comportamento ciclico dell'acciaio. Il più utilizzato è quello di Menegotto-Pinto, Fig. 4.20, [Menegotto and Pinto, 1973].

- Tensioni limite in condizioni iniziali e in esercizio

Le tensionali limite riferite ad acciai da precompresso, così come previsto dall'Eurocodice 2, sono le seguenti:

- All'atto del tiro

$$\sigma_{spi} \leq \sigma_{si} = \min(0.8f_{ptk}, 0.9f_{p0.1,k}) \quad (2.3)$$

- Condizioni di esercizio

$$\sigma_{spe} \leq 0.75f_{pk} \quad (2.4)$$

La normativa italiana (NTC-08 p. 4.1.8.1.4) prevede limiti tensionali leggermente diversi. In particolare impone che le tensioni iniziali all'atto della tesatura dei cavi debbano rispettare la più restrittiva delle seguenti limitazioni:

$$\sigma_{spi} < 0.85f_{p0.1,k} \quad \sigma_{spi} < 0.75f_{pk} \quad \text{per armatura post - tesa}$$

$$\sigma_{spi} < 0.90f_{p0.1,k} \quad \sigma_{spi} < 0.80f_{pk} \quad \text{per armatura pre - tesa}$$

In esercizio invece la tensione nell'acciaio non deve superare il seguente limite:

$$\sigma_{spe} < 0.80f_{pyk} \quad (2.5)$$

Il significato delle grandezze utilizzate nelle espressioni precedenti è illustrato nella figura seguente:

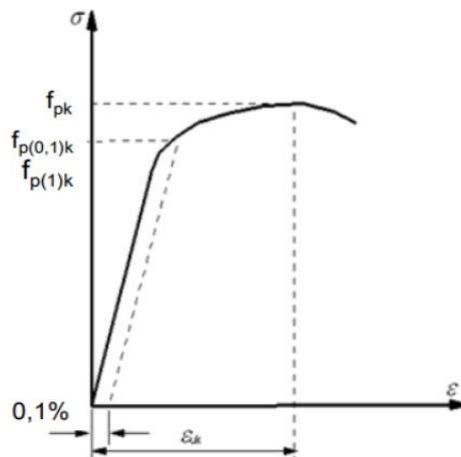


Figura 590: Diagramma tensione-deformazione acciai da precompressione

## 2.5.4 Tipologia delle armature

L'armatura da precompressione può essere fornita sotto forma di:

- Fili (wires): sono prodotti tramite trafilatura e freddo di sezione piena e forniti in rotoli. Sono ottenuti da una vergella d'acciaio laminata a caldo costituita da acciai ad alto tenore di carbonio (0.4-0.8%).

- Trecce e trefoli (2- or 3-wires and 7-wires strands): Le trecce sono prodotti costituiti da 2 o 3 fili avvolti elicoidalmente attorno ad un comune asse longitudinale; il passo e il senso di avvolgimento dell'elica sono uguali per tutti i fili; esse sono fornite in rotoli.

- Barre: Le barre sono prodotti laminati di sezione piena, forniti in forma di elementi rettilinei. Sono ottenute con acciai ad alto tenore di carbonio per laminazione a caldo.

Possono subire un incrudimento a freddo mediante stiramento o torcitura a cui segue un rinvenimento.

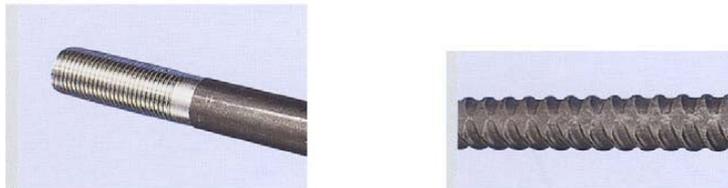


Figura 601: Barre lisce e filettate

A livello di nomenclatura gli acciai per precompressione in barre vengono espressi con una sigla, ad esempio: EN10138-4 Y 1030 H 26 R in cui:

- EN10138-4 indica la normativa di riferimento
- Y indica la tipologia di acciaio, in questo caso da precompressione
- 1030 indica la tensione ultima a rottura espressa in MPa
- H indica il processo produttivo, in questo caso "hot rolled bar"
- 26 indica il diametro nominale della barra
- R serve ad indicare la caratteristica superficiale della barra (R sta per *ribbed* o a filettatura continua mentre P sta per *plain* ovvero liscia)

Nell'opera d'arte in questione il progettista ha optato per delle barre di diametro 32 mm, che quindi possono essere indicate con la seguente sigla:

La scelta è dovuta a questioni legate alla durabilità infatti mentre un sistema di trefoli dello stesso diametro soggetto ad un fenomeno corrosivo si corrode più velocemente, diminuendo maggiormente la sezione resistente a causa maggiore area totale offerta all'agente corrodente nel caso della singola barra l'area totale resistente persa a causa del fenomeno corrosivo risulta di gran lunga inferiore.

Come nel caso del calcestruzzo anche l'acciaio è soggetto a fenomeni differiti nel tempo: Il rilassamento

## 2.5.5 Fenomeni reologici

Un fenomeno duale della viscosità nel calcestruzzo è quello del rilassamento, che si manifesta nell'acciaio come diminuzione della tensione a deformazione costante.

Questo fenomeno assume particolare rilevanza negli acciai da precompresso per i quali una diminuzione di tensione al loro interno produce una diminuzione del grado di precompressione nella struttura.

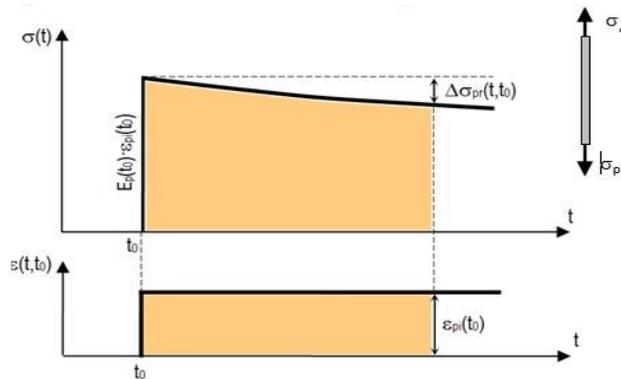


Figura 612: Andamento tensioni a causa del rilassamento

La legge con cui varia nel tempo la tensione a deformazione costante nell'acciaio ha qualitativamente l'andamento indicato nella figura seguente:

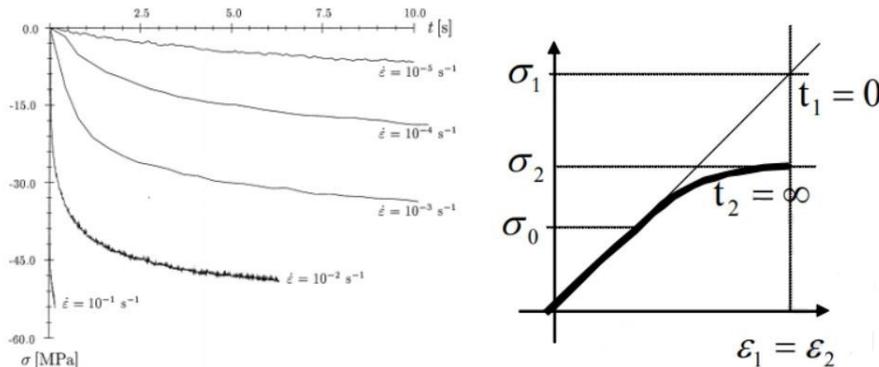


Figura 623: Andamento tensioni nel tempo

La tensione inizialmente variabile linearmente con la deformazione diminuisce poi con andamento non-lineare; in particolare la tensione massima si attesta a tempo infinito su un valore inferiore del 10-20% rispetto a quello iniziale. L'andamento nel tempo si assume in genere logaritmico.

Il fenomeno si manifesta per tensioni elevate mentre per valori molto bassi di tensione il fenomeno è praticamente assente.

Temperature elevate aumentano il fenomeno del rilassamento che in condizioni ambientali estreme può essere particolarmente rilevante.

Per questo motivo nel caso di contenitori nucleari precompressi si deve porre particolare attenzione al fenomeno del rilassamento per la presenza di temperature dell'ordine di 100-120°.

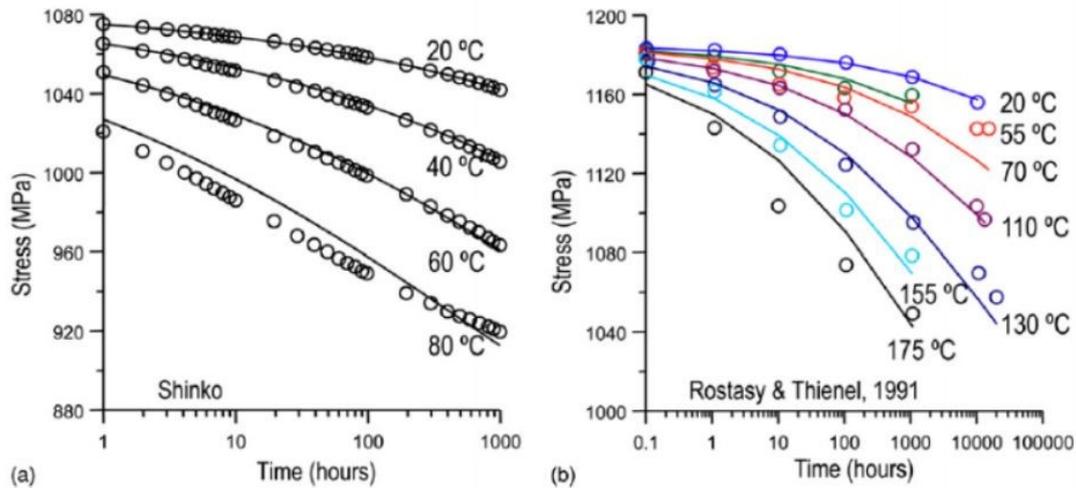


Figura 634: Influenza della temperatura sul rilassamento

La perdita per rilassamento è influenzata da due aspetti principali:

- 1) il valore della tensione iniziale (è trascurabile per  $\sigma_{pi} < 0,50 \cdot f_{pk}$ ; cresce in modo più che lineare per tensioni crescenti);

L'EC2 e il D.M.14/01/2018 riportano le relazioni analitiche che forniscono la perdita per rilassamento al tempo generico  $t$  (in ore) per una tensione iniziale espressa dal rapporto

$$2) \quad \mu = \sigma_{pi} / f_{pk}:$$

La normativa italiana (NTC08 p. 11.3.3.3) fornisce le seguenti espressioni per il calcolo delle cadute di tensione da rilassamento dell'acciaio da precompresso utilizzabili in assenza di sperimentazione diretta:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 5.39 \rho_{1000} e^{6.7\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} * 10^{-5} \quad (\text{per fili, trecce, trefoli a normale rilassamento}) \quad (2.6)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 \rho_{1000} e^{9.1\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} * 10^{-5} \quad (\text{per fili, trecce, trefoli a basso rilassamento}) \quad (2.7)$$

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \rho_{1000} e^{8.0\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} * 10^{-5} \quad (\text{per barre}) \quad (2.8)$$

In cui:

- ✓  $\sigma_{pi}$  è la tensione iniziale nel cavo;
- ✓  $q_{1000}$  è la perdita per rilassamento (in %) a 1000 ore dopo la messa in tensione, a 20 °C e a partire da una tensione iniziale pari a 0,7 della resistenza  $f_p$  del campione provato; La tabella 4.9 fornisce i valori per le varie classi di acciaio;
- ✓  $\mu = \sigma_{pi} / f_{pk}$ ;
- ✓  $f_{pk}$  è la resistenza caratteristica dell'acciaio da precompressione;
- ✓  $t$  è il tempo misurato in ore dalla messa in tensione.

In particolare l'EC2 indica i seguenti valori di  $q_{1000}$  per una tensione iniziale uguale a  $0,7 \cdot f_{pt}$ :

- classe 1:  $q_{1000} = 8\%$ ;
- classe 2:  $q_{1000} = 2,5\%$ ;
- classe 3:  $q_{1000} = 4\%$ .

Il calcolo a tempo infinito della caduta per rilassamento può essere determinato utilizzando un tempo convenzionale  $t = 500.000$  ore.

Nel caso di tempi lunghi tali perdite possono essere stimate pari a circa tre volte quelle che si verificano a 1000 ore.

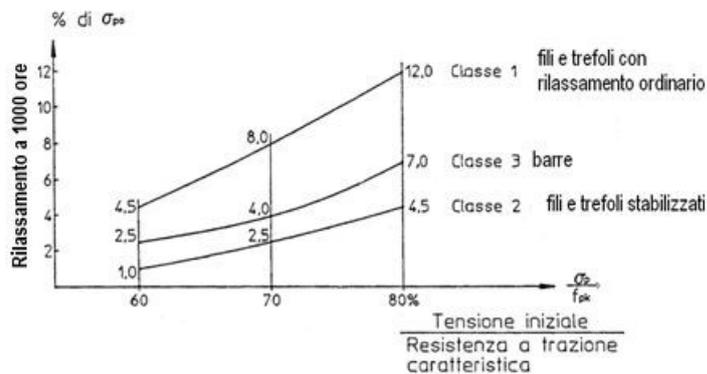


Figura 645: Rilassamento a 1000 ore di acciai precompressione (rif.to ENV 1992-1-1)

I valori a lungo termine possono essere stimati per un tempo  $t$  uguale a 500.000 ore.

La temperatura: l'effetto della temperatura sulla caduta per rilassamento può essere valutato come è stato proposto dal Model Code 2010 (MC90):

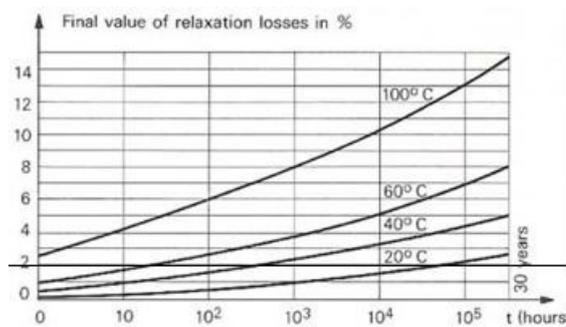


Figura 656: Effetto temperatura, MC90

## 2.5.6 Tecnologia

La precompressione può essere attuata secondo cinque tipologie:

1. a cavi pre-tesi
2. a cavi post-tesi aderenti al calcestruzzo (bonded);
3. a cavi post-tesi non aderenti al calcestruzzo (unbonded);
4. a cavi post-tesi esterni;
5. stati di coazione indotti (con martinetti o spostamento degli appoggi).

Per la presente opera l'Ing. Zorzi ha scelto la precompressione a cavi post-tesi aderenti al calcestruzzo.

In questo sistema di precompressione, prima del getto del calcestruzzo nelle casseforme si predispongono l'armatura lenta e gli alloggiamenti (guaine) che dovranno accogliere i cavi di precompressione, i quali portano alle estremità degli speciali ancoraggi. Il getto viene costipato per mezzo di vibratori ad ago o a lamina oppure mediante vibratori esterni, facendo attenzione a non deteriorare le guaine dei cavi.

Avvenuta la maturazione del calcestruzzo, si infilano i cavi nelle guaine e si effettua la tesatura, mediante martinetti idraulici, prendendo contrasto in corrispondenza delle testate della trave.

In questo modo lo stato di precompressione si stabilisce all'atto stesso dell'operazione di messa in tensione dei cavi. Infine si provvede a riempire i fori di alloggiamento dei cavi mediante iniezione con malta sotto pressione. L'iniezione dei cavi scorrevoli ha uno scopo principale, vale a dire proteggere l'acciaio di precompressione dalla corrosione indotta dagli agenti atmosferici.

La solidarietà tra cavi e calcestruzzo non modifica lo stato di coazione, poiché gli sforzi mutui sono localizzati in corrispondenza delle testate delle travi. Il profilo (la forma) della guaina deve essere studiato in modo tale da consentire il corretto trasferimento delle forze di precompressione dalle armature al calcestruzzo.

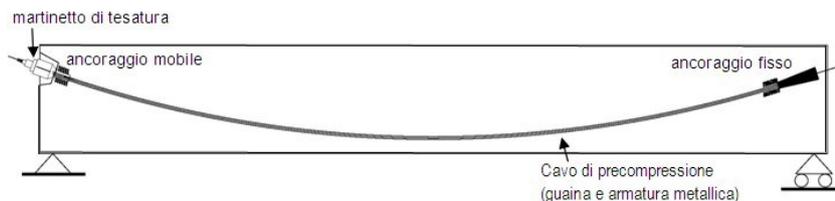


Figura 667: Precompressione

Le guaine devono avere forma regolare, preferibilmente cilindrica, e devono avere una sezione idonea a garantire l'inserimento dei cavi e la successiva iniezione. Durante la posa delle guaine si deve prevedere un numero adeguato di punti di fissaggio per evitare un andamento serpeggiante delle stesse.

Inoltre bisogna evitare che la guaina abbia brusche deviazioni o cambiamenti di sezione. Per evitare sacche d'aria durante l'iniezione, si devono disporre, nei punti più alti del cavo, dei dispositivi di sfiato.



Figura 88: Guaine in polietilene

La sezione trasversale delle guaine  $A_0$  deve avere un'area non inferiore al doppio dell'area dei trefoli ai che costituiscono il cavo:

$$A_0 \geq 2 \sum_{i=1}^n a_i \quad (2.9)$$

Le guaine devono essere stagne. Le giunzioni avvengono mediante dei manicotti avvitati sulla guaina.



Figura 89: Guaina rugata

Le guaine di polietilene possono essere usate anche per cavi interni,

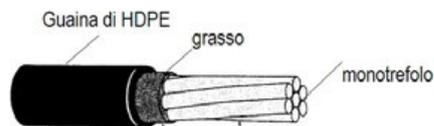


Figura 670: Guaina liscia

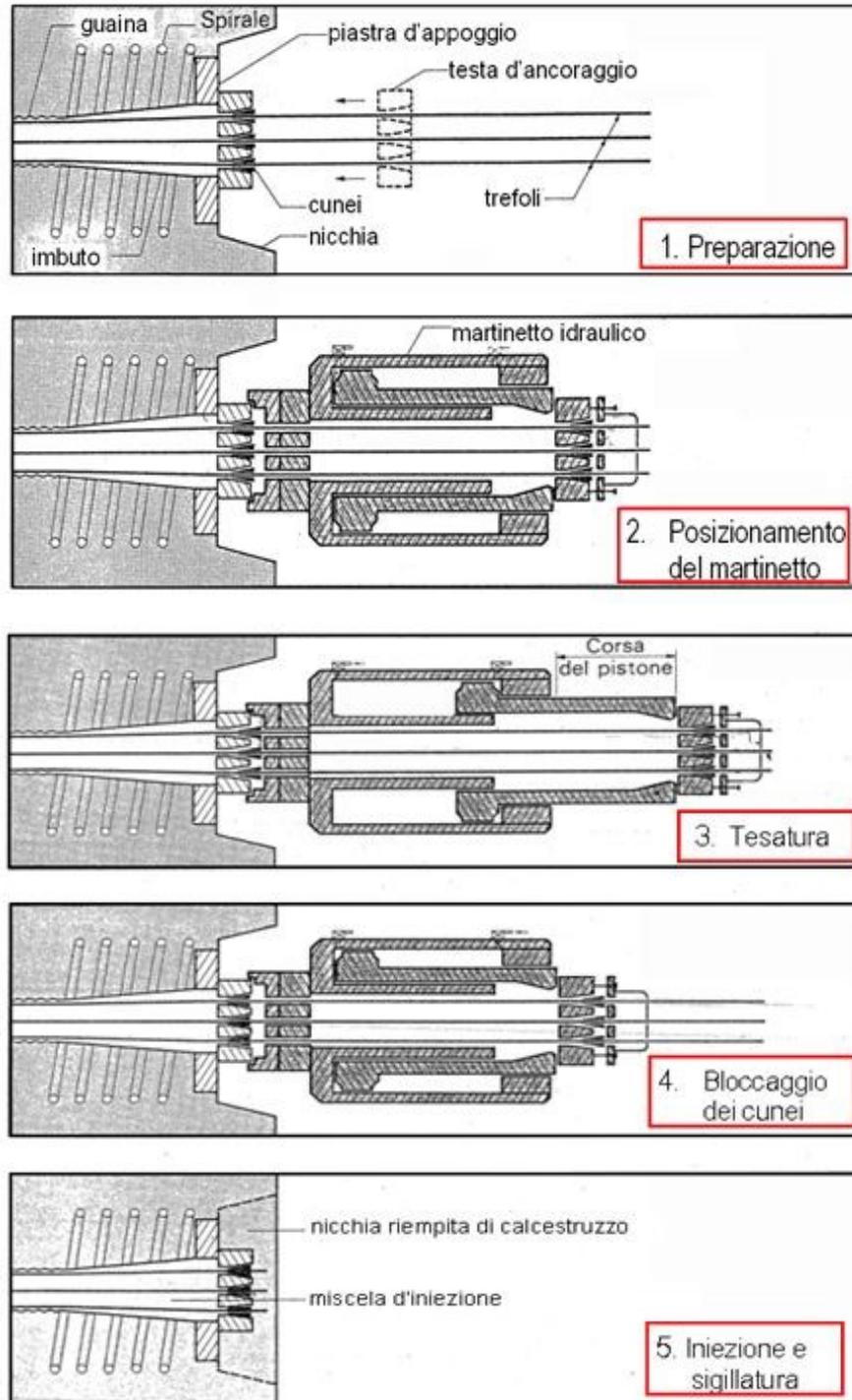
Se i traccati dei cavi risultano ondulati vengono predisposti degli opportuni sfiati per consentire la fuoriuscita dell'aria durante la fase di iniezione. Un'ulteriore interruzione può essere fatta nei punti di minimo, nei quali possono essere disposte delle valvole di scarico.

- Caratteristiche della malta di iniezione:

La malta da utilizzare per l'iniezione dei cavi scorrevoli deve essere sufficientemente fluida, perché si possa correttamente iniettare nei canali, e stabile con minimo ritiro e adeguata resistenza e non deve contenere agenti aggressivi, quali cloruri, solfati, nitrati, ecc. Deve essere composta da cemento, acqua ed eventuali additivi.

- Fasi

Di seguito si riporta uno schema generale delle fasi di tesatura dei cavi:



- Accoppiatori o testate di giunzione:

le barre così come i cavi vengono prodotte in predeterminate lunghezze e di conseguenza queste devono essere adattate caso per caso. A tal proposito si utilizzano delle particolari

apparecchiature che hanno lo scopo di unire due cavi/barre al fine di renderli solidali all'interno della sezione di calcestruzzo, gli accoppiatori:

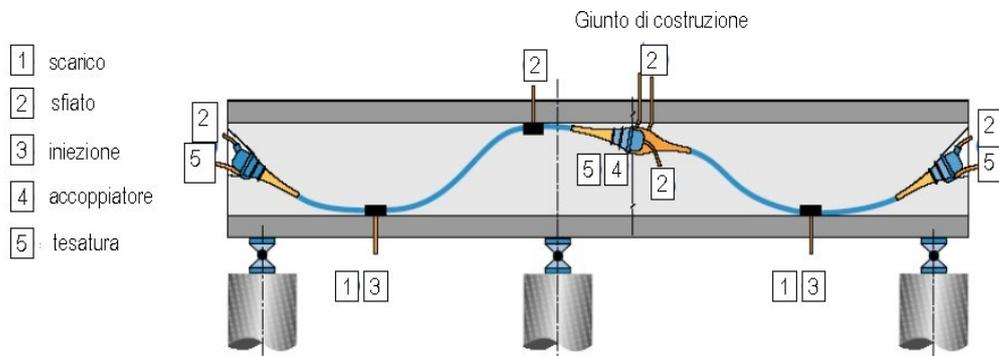


Figura 681: Precompressione con due cavi accoppiati

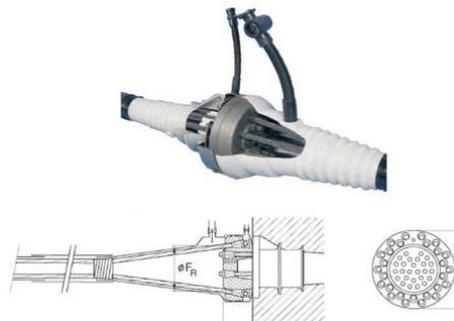


Figura 692: Esempio di accoppiatore

- Sistemi per post-tensione con barre:

Solitamente usato per barre singole. Il sistema presenta una guaina e due ancoraggi di estremità.

L'ancoraggio avviene tramite un dado che si avvita sull'estremità della barra e contrasta contro una piastra di ancoraggio.

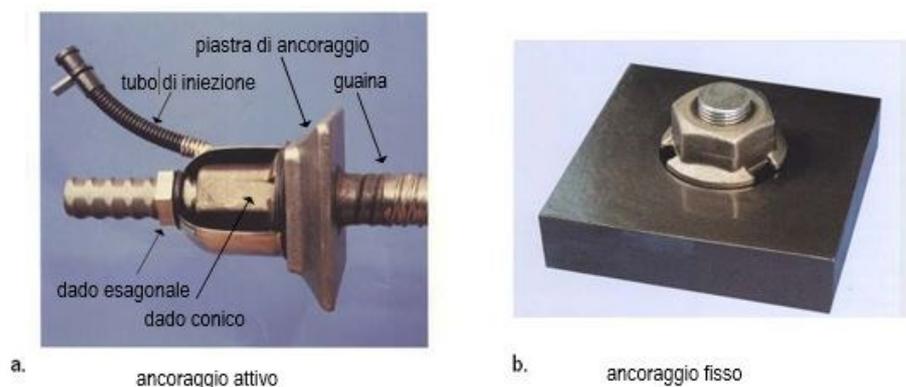


Figura 703: Sistemi di ancoraggio di barre (filettatura continua e barra liscia)

L'ancoraggio attivo può essere dotato di cono di vuotatura, fissato al cassero, per ottenere lo spazio necessario per il martinetto di tesatura e per effettuare l'iniezione.

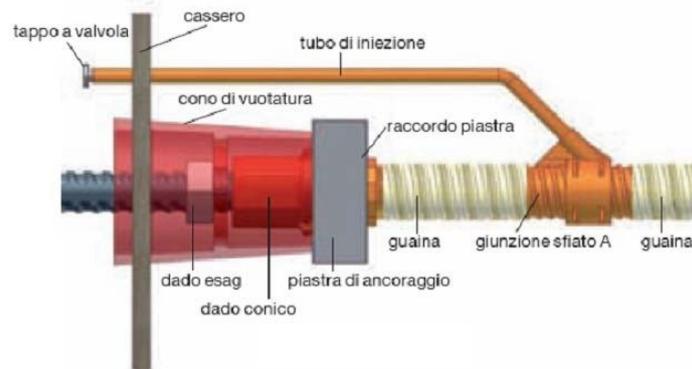


Figura 714: : Ancoraggio a tendere con cono di vuotatura

Dalle diverse tipologie di barre ne derivano diverse tipologie di accoppiamento:

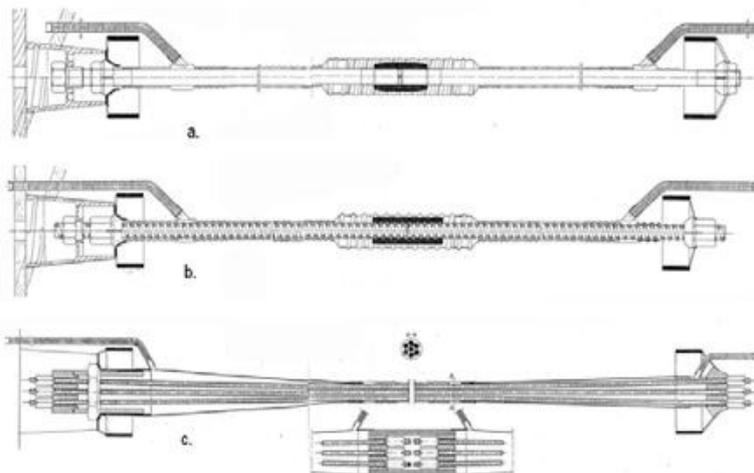


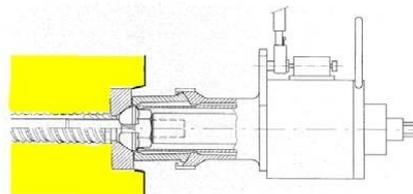
fig. a - barra singola realizzata con acciaio liscio (barra filettata solo alle estremità)

fig. b – barra singola realizzata con acciaio a filettatura continua (Dywidag)

fig. c - cavo formato da più barre a filettatura continua (Dywidag)

Figura 725: Diverse tipologie di accoppiamento

La forza di precompressione viene applicata alle barre tramite un dispositivo chiamato martinetto per la tesatura, come mostrato in figura:



Martinetto per la tesatura di una barra

Figura 736: Martinetto per la tesatura di una barra

- Stabilità della precompressione

Il sistema di precompressione è stabile nel tempo quando i fenomeni reologici dei materiali non riducono eccessivamente lo stato di coazione impresso.

La stabilità del sistema è associata ad un elevato livello di energia potenziale elastica. Pertanto, sono da preferire sistemi caratterizzati da alti livelli di energia potenziale elastica, viceversa l'effetto della precompressione tende a diventare piccolo se non a scomparire nel tempo.

## 2.5.7 - Vantaggi e svantaggi

### 2.5.7.1 Vantaggi

Dalle considerazioni precedenti si deducono facilmente i numerosi vantaggi che si hanno nell'applicazione della tecnica di precompressione al cemento armato:

- 1) Una trave in calcestruzzo armato precompresso è più leggera di una trave in cemento armato o in acciaio (non trave reticolare) che deve reggere lo stesso peso.
- 2) Rispetto alle travi reticolari in acciaio, ha una migliore resistenza al fuoco, agli urti, agli eventi straordinari (attentati in particolare) e agli agenti atmosferici, ed ha una minore flessibilità (che questo sia un vantaggio o uno svantaggio dipende dal progetto).
- 3) Disponendo i cavi in posizioni opportune si riesce ad annullare o almeno a ridurre notevolmente gli effetti dei carichi esterni
- 4) Annullamento o riduzione delle tensioni di trazione nel calcestruzzo. Questo fa sì che, rispetto a travi in c.a. ordinario, tutto il materiale reagisca permettendo così, a parità di carichi esterni, sensibili riduzioni di sezione. Infatti, per il calcolo della resistenza di una trave in c.a. la parte di calcestruzzo teso non viene in genere considerata, ma rappresenta un elemento passivo capace di produrre solamente sollecitazioni (proprio peso).
- 5) Gli sforzi di compressione vengono anch'essi notevolmente ridotti per la presenza di una maggiore area resistente a compressione.
- 6) Riduzione delle tensioni principali di trazione dovute al taglio.

La figura 2.9 mostra lo stato di sollecitazione in un elemento infinitesimo posto in corrispondenza del baricentro di una trave soggetta a flessione e taglio. In assenza di forze di precompressione la sollecitazione è ovviamente di puro taglio essendo l'asse neutro passante proprio per il baricentro della trave.

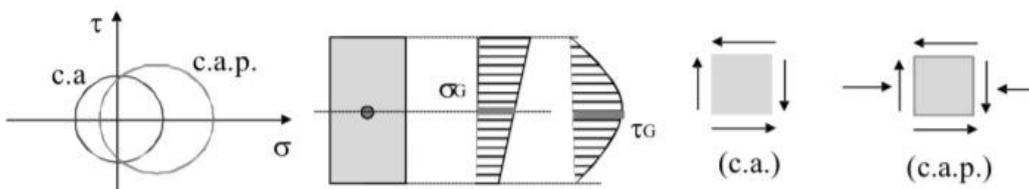


Figura 747: Confronto CA-CAP

Il cerchio di Morh corrispondente è quindi centrato sull'origine degli assi (cerchio più chiaro). In presenza di precompressione nell'elemento nasce anche una tensione normale di compressione che sposta il cerchio di Morh verso sinistra diminuendo così gli sforzi principali di trazione.

- 7) Riduzione degli effetti del ritiro. La precompressione ha in genere un effetto benefico su ritiro del calcestruzzo. Si tenga presente però che il fenomeno del ritiro tende anche a diminuire lo stato di precompressione contribuendo di conseguenza a diminuire il livello di precompressione.
- 8) Maggiore affidabilità delle operazioni di collaudo. Un elemento o una struttura in c.a.p. nelle varie fasi di costruzione è sottoposto di fatto a severi collaudi che garantiscono l'opportuna resistenza anche livelli di tensione che normalmente non vengono mai più raggiunti in fase di esercizio, ma tuttavia presenti nelle fasi intermedie (ad esempio nella fase di applicazione delle forze di precompressione).

### 1.5.7.2 Svantaggi

A tutta una serie di vantaggi come precedentemente esposto di affiancano degli aspetti negativi:

- 1) Le costruzioni in c.a.p. devono essere realizzate con materiali più resistenti e dunque più costosi.
- 2) La tecnica della precompressione richiede un alto livello di specializzazione delle imprese costruttrici e delle maestranze. Si pensi alle operazioni di messa in trazione dei cavi, operazione che richiede l'uso di martinetti idraulici, o alle operazioni di ancoraggio dei cavi, che richiede l'uso di particolari tecnologie, come illustrato nel capitolo 3.
- 3) La trave in calcestruzzo armato precompresso ha bisogno di essere trasportata in opera: questo può creare dei seri problemi di logistica del cantiere, perché le travi possono essere lunghe anche 30 m e larghe 4–5 m e pesare diverse decine di tonnellate.

Significa che un singolo camion può trasportare una o al massimo due travi per volta: questo aumenta notevolmente i costi di cantiere, anche perché spesso le travi devono fare tragitti di centinaia di chilometri. Rispetto a una trave reticolare in acciaio, il manufatto è più pesante.

Da quanto sopra esposto è ben evidente che nonostante ci siano delle oggettive difficoltà nella realizzazione di travi in cemento armato precompresso, i vantaggi, rispetto al caso di cemento armato ordinario, superano di gran lunga gli svantaggi, e questo spiega perché nelle strutture a grande luce, come ad esempio i ponti, sia la tecnologia più diffusa.

## 2.6 Prefabbricazione

### 2.6.1 introduzione

Il termine pre-fabbricazione, nella produzione edilizia, sta a indicare un processo che utilizza elementi fabbricati prima di essere messi in opera in cantiere, il cui luogo di produzione, spesso, è una sede industriale indipendente dal cantiere specifico.

In senso stretto, qualsiasi elemento della costruzione che non sia una semplice materia prima, ma che abbia subito qualche lavorazione precedente all'opera in cantiere può essere considerato prefabbricato. In questo senso non esiste, salvo casi rarissimi, costruzione senza ricorso a una forma più o meno spinta di prefabbricazione.

Tuttavia il termine di prefabbricazione assume il suo senso pieno e attuale quando l'intero processo di produzione edilizia viene radicalmente modificato dalla dimensione e dalla complessità funzionale degli elementi fabbricati al di fuori del cantiere tradizionale, coinvolgendo il modo stesso di concepire il progetto, che non può prescindere da una stretta connessione tra le fasi produttive e la messa in opera in cantiere, con significative ripercussioni sull'assetto morfologico, tipologico, formale e, addirittura, insediativo degli edifici così ottenuti.

La prefabbricazione dell'edilizia si può considerare come una fase di proto-industrializzazione, come un termine di passaggio verso una industrializzazione più integrale, di componenti più flessibili e leggeri, che riduce l'attività di cantiere a una quasi esclusiva sequenza di montaggio (assemblaggio) a secco (senza ricorso a malte e getti di calcestruzzo).

L'Associazione Italiana Prefabbricazione la definisce: "Fabbricazione industriale fuori opera di parti delle costruzioni civili atte ad essere utilizzate mediante prevalenti azioni di montaggio".

In sintesi Eugène Freyssenet definisce l'edilizia al di fuori di quella tradizionale "come metodo costruttivo industrializzato avente per caratteristica il montaggio rapido, mediante attrezzi e apparecchi, di elementi uguali fabbricati precedentemente in grandi serie, con mezzi meccanici".

Infatti, fu uno dei pionieri della tecnica del cemento armato che utilizzò nelle sue più specifiche proprietà giungendo alla definizione di un'estetica basata esplicitamente sull'uso di questo materiale ed è uno dei creatori delle nuove forme strutturali in architettura agli inizi del sec. XX, usando il cemento precompresso per realizzare edifici e ponti estremamente arditi per la sua epoca.

### 2.6.2 Lo sviluppo in Europa

In Europa il grande fabbisogno di abitazioni nel dopoguerra ha richiesto il ricorso a sistemi di costruzione più rapidi di quello tradizionale.

La concentrazione in vasti quartieri che permettessero di ammortizzare i costi dei grandi macchinari necessari e per giustificare economicamente la produzione in serie di parti dell'edificio, il ricorso a manodopera a basso costo, priva della preparazione professionale di tipo artigianale tipica del cantiere tradizionale, fa sì che il settore edilizio divenne anche un volano per assorbire masse di operai dequalificati e senza altra occupazione.

I sistemi prefabbricati, infatti, limitando lavorazioni sofisticate in situ e richiedendo un training che prevedeva una serie di operazioni ripetitive dettate dal sistema specifico, operava in modo analogo a quanto succedeva nelle fabbriche.

Nei Paesi dell'Est e del Nord Europa un elemento fondamentale per l'adozione di questi sistemi derivava anche dalla necessità di ridurre i tempi di realizzazione e di evitare, così, i disagi derivanti dal rigore del clima e le difficoltà a rispettare i tempi di programmazione a causa delle condizioni stagionali spesso proibitive per le lavorazioni umide.

Nell'Unione Sovietica, dopo alcune sperimentazioni a partire fin dagli anni 20 e 30, si ricorse in modo programmatico alla prefabbricazione per le residenze popolari soprattutto durante il governo di Krushev, succeduto a Stalin (1953).

In Italia tuttavia il periodo della ricostruzione postbellica non ha costituito l'occasione di sviluppo che ha caratterizzato altri paesi, per via dell'incapacità pianificatoria dei governi che si sono succeduti e per la forza esercitata dai settori più conservatori del comparto edilizio. Inoltre la fabbricazione di prodotti intermedi e la costruzione di organismi edilizi hanno rappresentato per molto tempo due settori lontani e spesso opposti con logiche e finalità proprie, non coordinati da piani industriali o programmi a largo respiro e nemmeno coordinati da regole dimensionali.

La rigidità di certi sistemi costruttivi e la loro incapacità a dare origine a organismi edilizi non uniformi ha generato una grande ripetitività tipologica e spaziale. Se questi gravi difetti fossero stati previsti ed evitati forse non vi sarebbe stata la reazione di rigetto generalizzata che si è verificata a partire dalla fine degli anni '60 nella maggior parte dei Paesi europei che avevano adottato la prefabbricazione intensiva come principale metodo di ricostruzione.

È da notare che il processo di progettazione, nel caso dell'industrializzazione, subisce un frazionamento, si segmenta e le decisioni si decentrano in diversi luoghi e con diversi operatori: in genere non è mai un architetto che progetta un componente industrializzato, ma un organo tecnico della produzione che, necessariamente, tende a privilegiare l'ottimizzazione economica-produttiva in ordine a una massimizzazione dei profitti d'impresa, tralasciando certi aspetti qualitativi che, alla lunga, pregiudicano l'utilizzazione del prodotto.

Gli architetti, d'altro canto, hanno preso spesso un atteggiamento snobistico nei confronti della produzione tendendo a rifiutarne gli esiti e autoescludendosi dai processi produttivi. Così il progettista architetto che voglia impiegare sistemi o componenti di provenienza industriale si trova a dover subire una serie di vincoli nella flessibilità d'uso di questi che, probabilmente, avrebbero potuto essere evitati con un approccio diverso alla progettazione per l'industria.

## **2.7 CREEP E RITIRO**

### **2.7.1 INTRODUZIONE**

Lo *scorrimento viscoso* o *scorrimento plastico permanente* o *deformazione viscosa* (in inglese *creep*, in francese *fluage*) è la deformazione di un materiale sottoposto a sforzo costante che si verifica nei materiali mantenuti per lunghi periodi ad alta temperatura.

Tale fenomeno è presente nei materiali viscoelastici (tra cui l'acciaio, il calcestruzzo e le materie plastiche).

Il fenomeno duale, cioè la diminuzione nel tempo delle tensioni inizialmente create, a deformazione costante, è detto rilassamento degli sforzi.

Il ritiro e il fluage rappresentano le deformazioni differite del calcestruzzo; nel caso dello scorrimento viscoso si parla di "deformazione differita nel tempo a struttura carica".

Il fenomeno dello scorrimento viscoso del calcestruzzo dipende dalla parziale migrazione dell'acqua chimicamente non combinata verso i vuoti disponibili, il che ha come conseguenza una contrazione volumetrica del gel di cemento.

È quindi legato alla composizione del calcestruzzo, alle dimensioni dell'elemento e all'umidità relativa dell'ambiente ma anche all'entità dei carichi di lunga durata applicati alla struttura e alla maturazione del calcestruzzo al momento dell'applicazione dei carichi.

Nel diagramma deformazione-tempo di un provino di calcestruzzo, in fase di carico la deformazione totale al tempo  $t$  è formata di una parte elastica  $\epsilon_{el}$ , che non varia nel tempo, e che si manifesta immediatamente all'atto dell'applicazione dei carichi, e di una parte  $\epsilon_{vt}$  che rappresenta la deformazione viscosa in funzione del tempo e del carico applicato.

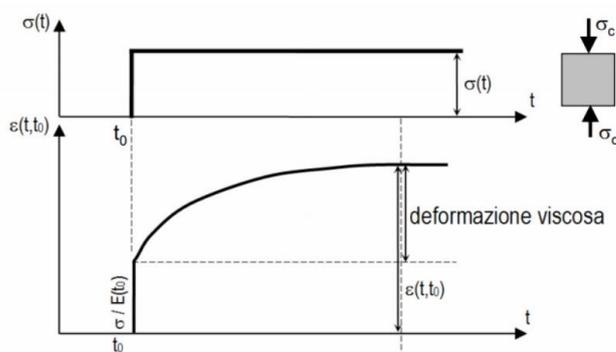


Figura 98: Deformazione viscosa

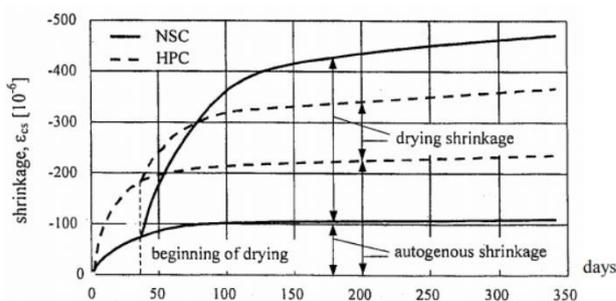


Figura 99: Ritiro e fluage

Il valore di  $\epsilon_{vt}$  con il tempo tende asintoticamente ad un valore  $\epsilon_{v\infty}$  che è pari a circa 2 - 3 volte  $\epsilon_e$ .

Se si procede allo scarico del provino in corrispondenza di un generico istante  $t$ , si osserva un ritorno elastico istantaneo  $\epsilon_{ei}$  inferiore a  $\epsilon_e$ .

A tale ritorno elastico fa seguito, a provino scarico, un ritorno elastico differito  $\epsilon_{ed}$ . Permane una deformazione residua  $\epsilon_v$  che rappresenta la deformazione irreversibilmente acquisita dal provino.

### 2.7.2 Prassi progettuale

Nella comune prassi progettuale non si effettuano specifici calcoli per valutare l'effetto dello scorrimento viscoso. Di esso però si tiene conto implicitamente in numerosi casi:

- nel metodo delle tensioni ammissibili si tiene conto dell'effetto concomitante di fluage e di ritiro nel modulo  $n$  che viene assunto pari a 15;
- nel calcolo di strutture iperstatiche si trascurano le sollecitazioni torsionali che nascerebbero per la congruenza.

### 2.7.3 Effetti sulle strutture

- gli effetti negativi principali sono:
  - maggiore inflessione nelle strutture inflesse accentuato dalla presenza del ritiro
  - maggiore curvatura dei pilastri sotto carico eccentrico. Aumenta l'eccentricità iniziale del carico e diminuisce la forza portante del pilastro
  - perdita della forza di precompressione nelle strutture in calcestruzzo armato precompresso; fenomeno amplificato dalla presenza del ritiro
- gli effetti positivi principali sono:
  - eliminazione delle punte di tensione (ad esempio negli angoli di telai)
  - eliminazioni delle tensioni parassite

### 2.7.4 Determinazione coefficiente di viscosità

Il fenomeno della viscosità si manifesta come variazione di lunghezza a tensione costante. Per livelli di tensione bassi è lecito assumere che tali deformazioni siano proporzionali alle tensioni; si parla così di viscoelasticità lineare [Flügge 1967].

Detta  $\sigma_c$  la tensione iniziale nel calcestruzzo ( $t=t_0$ ), nell'ipotesi che essa rimanga costante, la deformazione al tempo  $t$  può essere così espressa:

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{el} + \varepsilon_v = \frac{\sigma_c}{E_c} + \frac{\sigma_c}{E_c} \Phi(t, t_0) \quad t \geq t_0 \quad (2.10)$$

Dove  $\Phi(t, t_0)$  è detta funzione di viscosità.

All'istante iniziale  $t_0$  il provino si deforma elasticamente ( $\varepsilon_{el}$ ). Successivamente, a carico costante, si manifesta la deformazione viscosa  $\varepsilon_v$  il cui andamento nel tempo è legato alla funzione di viscosità; quest'ultima dipende a sua volta sia dall'istante iniziale in cui viene applicato il carico  $t_0$  sia dall'istante  $t$  nel quale si calcola la deformazione (Fig. 4.8).

La funzione di viscosità  $f$ , detta anche di Creep o Fluage, può essere ricavata in via approssimata utilizzando modelli reologici semplici come il modello di Kelvin-Voigt o di Maxwell. Questi ultimi sono in grado, con un esiguo numero di parametri, di simulare la variazione temporale della deformazione causata dalla viscosità.

E' comunque possibile utilizzare modelli più complessi, come il modello Maxwell o Kelvin generalizzato o modelli alle derivate frazionarie, in grado di simulare in maniera più realistica la viscosità, pagando però il prezzo di una maggiore complessità o la presenza di un maggior numero di parametri.

Se la tensione varia nel tempo, la deformazione istantanea può essere espressa come

somma dell'effetto della tensione iniziale considerata costante e delle variazioni temporali della tensione:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} [1 + \Phi(t, t_0)] + \int_{t_0}^t [1 + \Phi(t, \tau)] \frac{d\sigma_c(\tau)}{E_c} \quad (2.11)$$

L'integrale precedente, detto anche *integrale di Volterra*, viene generalmente calcolato per via numerica. La valutazione della deformazione  $\varepsilon_c(t)$  può essere effettuata, ad esempio, utilizzando il metodo del coefficiente d'invecchiamento, detto anche metodo Aged-Adjusted Elastic Modulus (AAEM), [Cosenza & Greco, 1996].

Questo metodo appartiene alla famiglia dei metodi algebrizzati che sono stati proposti con l'intento di sostituire l'integrale di Volterra con una serie di equazioni algebriche che riconducono il problema ad un problema elastico lineare con deformazione impressa nota che tenga conto in maniera approssimata dell'effetto di deformazioni di origine viscosa accumulate nel tempo.

Il metodo consiste nell'approssimare l'integrale precedente introducendo il coefficiente  $\chi(t, t_0)$ , detto appunto coefficiente d'invecchiamento, e definito come segue:

$$\chi_c(t, t_0) = \frac{\int_{t_0}^t \Phi(t, \tau) d\sigma_c(\tau)}{\Phi(t, \tau) [\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)]} \quad (2.12)$$

In virtù della precedente, la deformazione può essere espressa mediante l'equazione algebrica seguente:

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c} [1 + \Phi(t, t_0)] + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)}{E_c} [1 + \chi(t, t_0) \Phi(t, t_0)] \quad (2.13)$$

Ciò permette di esprimere la deformazione nel tempo come la somma della deformazione dovuta all'applicazione della tensione iniziale  $\sigma_c(t_0)$  e la deformazione dovuta all'incremento di tensione  $\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)$ , valutate utilizzando i moduli elastici equivalenti  $E_{c,0}(t)$  ed  $E_{c,mod}(t)$ :

$$\varepsilon_c(t) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c,0}} + \frac{\sigma_c(t) - \sigma_c(t_0)}{E_{c,mod}} \quad (2.14)$$

$$E_{c,0}(t) = \frac{E_c}{1 + \Phi(t, t_0)} \quad (2.15)$$

$$E_{c,mod} = \frac{E_c}{1 + \chi(t, t_0) \Phi(t, t_0)} \quad (2.16)$$

Il coefficiente d'invecchiamento dipende ovviamente non solo da  $t$  e  $t_0$ , ma anche dallo stato tensionale  $\sigma_c$ . Tuttavia, sotto l'ipotesi che quest'ultimo produca una variazione di deformazioni lineare con la funzione di viscosità  $f$ , si può dimostrare che  $\chi$  risulta essere indipendente dalla tensione.

Le norme americane ACI suggeriscono il calcolo del coefficiente  $\chi$  mediante un'espressione approssimata, che proviene dall'osservazione che esso, stabilizzandosi molto rapidamente, può essere espresso come involucro dei massimi delle varie curve nel tempo [Walther & Miehlsbradt, 1994], [ACI 318]:

$$\chi = \frac{t^{1/3}}{1+t^{1/3}} \quad (2.17)$$

La precedente espressione presenta un asintoto orizzontale pari a 1.0. Nelle applicazioni è spesso utilizzato il valore  $\chi = 0.8$ . Nelle usuali applicazioni del cemento armato precompresso si considera un coefficiente  $\chi$  di invecchiamento unitario.

Il calcolo della funzione di viscosità si effettua in genere utilizzando espressioni fornite dalle normative, che sono state ricavate a seguito di numerose indagini di natura sperimentale.

L'attuale normativa italiana (NTC-18 p. 11.2.10.7) prevede, che in sede di progettazione, se lo stato tensionale del calcestruzzo, al tempo  $t_0$  di messa in carico, non è superiore a  $0.45 \times f_{ckj}$ , il coefficiente di viscosità  $f(\Phi, t_0)$ , a tempo infinito, a meno di valutazioni più, può essere dedotto dalle Tabella 2 e 3, dove  $h_0$  è una dimensione fittizia definita come il rapporto tra il doppio dell'area di calcestruzzo esposto  $A$  e il perimetro  $p$  che confina l'area stessa  $h_0 = 2A/p$

$t_0$	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	3,5	3,2	3,0	2,8
7 giorni	2,9	2,7	2,5	2,3
15 giorni	2,6	2,4	2,2	2,1
30 giorni	2,3	2,1	1,9	1,8
$\geq 60$ giorni	2,0	1,8	1,7	1,6

Tabella 2: Valori del coefficiente di viscosità a tempo infinito per umidità ambientale del 75%

$t_0$	$h_0 \leq 75 \text{ mm}$	$h_0 = 150$	$h_0 = 300$	$h_0 \geq 600$
3 giorni	4,5	4,0	3,6	3,3
7 giorni	3,7	3,3	3,0	2,8
15 giorni	3,3	3,0	2,7	2,5
30 giorni	2,9	2,6	2,3	2,2
$\geq 60$ giorni	2,5	2,3	2,1	1,9

Tabella 3: Valori del coefficiente di viscosità a tempo infinito per umidità ambientale del 55%

L'Eurocodice 2 fornisce una espressione della funzione di viscosità variabile nel tempo, la quale può essere utilizzata qualora siano presenti più fasi costruttive intermedie:

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_u \beta(t, t_0) \quad (2.18)$$

dove il valore finale del coefficiente di viscosità  $\Phi_u$  dipende dalle condizioni ambientali e dalla geometria dell'elemento, dalle proprietà elastiche del materiale e dal tempo iniziale  $t_0$ , in accordo alle espressioni seguenti:

$$\Phi_u = \Phi_{RH} \beta(f_{cm}) \beta(t_0) \quad (2.19)$$

$$\Phi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \alpha_1 \right] \alpha_2 \quad \text{se } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (2.20)$$

$$\Phi_{RH} = \left[ 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1 \sqrt[3]{h_0}} \right] \quad \text{se } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (2.21)$$

dove RH è l'umidità relativa dell'ambiente espressa in %, con:

$$\alpha_1 = \begin{cases} 1 & \text{se } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.7} & \text{se } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.22)$$

$$\alpha_2 = \begin{cases} 1 & \text{se } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \\ \left(\frac{35}{f_{cm}}\right)^{0.2} & \text{se } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2.23)$$

$$\beta(f_{cm}) = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm}}} \quad (2.24)$$

$f_{cm}$  è la resistenza a compressione media a 28 giorni in MPa

$$\beta(t_0) = \frac{1}{(0.1+t_0^{0.2})} \quad (2.25)$$

$$\beta(t-t_0) = \left[ \frac{t-t_0}{(\beta_H+t-t_0)} \right]^{0.3} \quad (2.26)$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250 \leq 500 \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (2.27)$$

$$\beta_H = 1.5[1 + (0.012RH)^{18}]h_0 + 250a_3 \leq 500a_3 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (2.28)$$

### 2.7.5 Il ritiro

Nel progetto delle strutture in c.a. e c.a.p. occorre tener conto della diminuzione del volume del calcestruzzo nel tempo a causa della continua perdita d'acqua non combinata con il cemento.

Tale fenomeno che va sotto il nome di ritiro dipende in genere dalla composizione del calcestruzzo (essenzialmente rapporto acqua/cemento), dalla geometria dell'elemento strutturale e dall'umidità e dalla temperatura ambientale.

Il ritiro si manifesta in tre fasi distinte:

- Ritiro plastico: si sviluppa nei primi giorni dopo il getto. È la contrazione che subisce il calcestruzzo nella fase plastica per evaporazione dell'acqua dalla superficie del getto verso un ambiente insaturo di vapore (U.R. <95%).  
Una velocità di evaporazione dell'acqua superiore ad 1 kg/m<sup>2</sup>h può indurre sollecitazioni di trazione che per quanto modeste, a causa del basso modulo elastico del cls allo stato plastico, possono superare la modestissima resistenza a trazione del cls, provocando le tipiche cavillature superficiali.
- Ritiro igrometrico: si produce per effetto delle variazioni di umidità dell'ambiente.
- Ritiro autogeno: si verifica di per sé in assenza di variazioni igrometriche e/o termiche. È una parte minore del ritiro chimico, cioè quello che accompagna la reazione tra acqua e

cemento. Si manifesta tra inizio e fine presa, mentre è trascurabile dopo quando il ritiro chimico si manifesta come porosità capillare.  
La deformazione può essere determinata con l'ausilio della legge seguente:

$$\varepsilon_r(t) = \varepsilon_{r0}\beta(t, t_0, h_0) \quad (2.29)$$

Dove  $\varepsilon_{r0}$  è la deformazione (di ritiro) dipendente dal materiale e dalle condizioni ambientali, mentre la funzione  $\beta$  è la funzione che regola il fenomeno nel tempo e che dipende dall'istante iniziale  $t_0$  a partire dal quale si tiene conto del ritiro, dall'età del calcestruzzo  $t$  e dalla dimensione caratteristica della struttura  $h_0$ .

Il grafico di figura 4.9 illustra l'andamento tipico del parametro  $\beta$  al variare del tempo  $t$ . La normativa italiana (NTC-18 11.2.10.6) e l'Eurocodice 2 (EC2 p. 3.1.4) prevedono la valutazione della deformazione da ritiro come somma di due contributi:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (2.30)$$

dove:  $\varepsilon_{cs}$  è la deformazione totale per ritiro  $\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento  $\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento si può esprimere come segue:

$$\varepsilon_{cd,\infty} = k_h \varepsilon_{c0} \quad (2.31)$$

e può essere valutato con l'ausilio dei valori riportati nelle tabelle 4.6 e 4.7 in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e ancora una volta del parametro  $h_0$ :

Tabella 4: Umidità relativa (in %)

$f_{cd}/f_{ck,cube}$ (MPa)	Umidità relativa (in %)					
	20	40	60	80	90	100
20/25	0,62	0,58	0,49	0,30	0,17	0,00
40/50	0,48	0,46	0,38	0,24	0,13	0,00
60/75	0,38	0,36	0,30	0,19	0,10	0,00
80/95	0,30	0,28	0,24	0,15	0,08	0,00
90/105	0,27	0,25	0,21	0,13	0,07	0,00

Tabella 5: Valori  $k_h$

$h_0$ (mm)	$k_h$
$\leq 100$	1.0
200	0.85
300	0.75
$\geq 500$	0.70

Per valori intermedi dei parametri è consentita l'interpolazione lineare. Lo sviluppo nel tempo della deformazione  $\varepsilon_{cd}$  può essere valutato come segue (NTC-18 11.2.10.6):

$$\varepsilon_{cd}(t) = \varepsilon_{cd,\infty}\beta_{ds}(t - t_s) \quad (2.32)$$

dove la funzione di temporale  $\beta$  assume la forma seguente:

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left[ \frac{t - t_s}{(t - t_s) + 0.04h_0^{3/2}} \right]^{0.3} \quad (2.33)$$

in cui:

- ✓  $t$  è l'età del calcestruzzo nel momento considerato (in giorni)
- ✓  $t_s$  è l'età del calcestruzzo a partire dalla quale si considera l'effetto del ritiro da essiccamento (normalmente il termine della maturazione, espresso in giorni).
- ✓  $h_0$  è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto  $2Ac/u$  essendo:

$Ac$  è l'area della sezione in calcestruzzo  $u$  è il perimetro della sezione in calcestruzzo esposto all'aria. La figura 4.16 mostra l'andamento della funzione di ritiro  $\beta_{ds}$  in funzione del tempo, per tre valori del tempo  $t_s$ . È ben chiaro che valori  $t_s$  via via crescenti inducono un ritiro differenziale minore.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  può essere valutato invece mediante l'espressione:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5(f_{ck} - 10) * 10^{-6} \text{ con } f_{ck} \text{ in } N/mm^2 \quad (2.34)$$

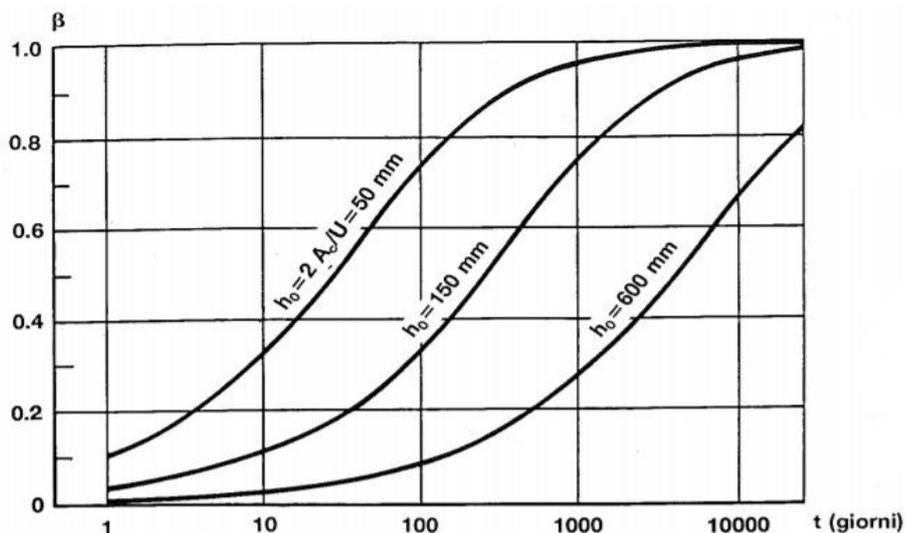


Figura 100: Andamento  $\beta_{ds}$  nel tempo

## 2.8 CONSTRUCTION STAGE ANALYSIS

### 2.8.1 Perché fare l'analisi per fasi, in inglese Construction stage?

È preferibile per:

- ogni struttura che preveda fasi temporanee di realizzazione che contengano criticità nelle tensioni interne o nelle deformazioni di specifiche parti,
- ogni struttura temporanea agente in una specifica fase costruttiva, per tutte le installazioni e disinstallazioni di strutture temporanee, supporti, cavi durante la costruzione,

- valutare la ridistribuzione interna delle sollecitazioni dovute al cambiamento durante al cambiamento dello schema statico, causata dalle variazioni delle proprietà dipendenti dal tempo come ad esempio fluage, ritiro e modulo di elasticità del calcestruzzo e rilassamento dell'acciaio da precompressione,
- scegliere la più sicura ed economica soluzione riguardante il processo produttivo, particolar riferimento al processo costruttivo.

### 2.8.2 Analisi convenzionali VS analisi per fasi

L'assunzione generale delle analisi convenzionali è il considerare i carichi applicati sulla struttura finita tutti contemporaneamente.

Ma, questa assunzione non è valida nei reali processi costruttivi poiché la maggior parte dei ponti, in generale, viene costruita per segmenti successivi e quindi il carico dovuto ad esempio al peso proprio è di tipo sequenziale.

In generale, così come il peso proprio anche altri carichi e parte degli elementi strutturali che costituiscono la struttura finale non vengono prodotti in una singola fase ma sono il frutto di un susseguirsi di fasi intermedie in cui carichi, elementi strutturali, strutture temporanee, vincoli possono essere aggiunti/rimossi e/o modificati.

Nelle analisi convenzionali i carichi, la struttura considerata e le condizioni vincolari sono quelli finali ma talvolta non si può prescindere dal considerare il processo costruttivo nel quale le singole componenti della struttura finale possono essere soggetti a stati tenso-deformativi diversi da quelli nei quali la struttura finita si trova ad operare. Possono presentarsi situazioni in cui si è soggetti ad eccessive deformazioni, tensioni e/o fenomeni di instabilità locale.

Fenomeni talvolta inevitabili durante il processo costruttivo che dalla sola analisi sulla struttura complessiva potrebbero passare inosservate e che finirebbero poi per creare seri problemi durante l'esecuzione dei lavori in cantiere.

Per ovviare a tutte le problematiche che possono presentarsi in cantiere durante la costruzione dell'opera si modella con questa tipologia di analisi con cui è possibile simulare diversi scenari al fine di ottimizzare costi e tempi di realizzazione della struttura finita.

### 2.8.3 Cos'è la construction stage

L'analisi per fasi, in inglese *Construction stage*, è una tipologia di modellazione, analisi e progettazione che consente la definizione delle fasi costruttive nelle quali, come detto in precedenza il sistema strutturale e le diverse componenti di carico possono essere aggiunte/rimosse e/o modificate.

Suddetta analisi viene generalmente applicata per i ponti per i quali la normale analisi statica può non risultare sufficiente. Ricordiamo infatti che con l'analisi statica siamo in grado di effettuare verifiche relative a condizioni di esercizio o di stato limite ultimo. Ma talvolta in talune tipologie di strutture possono risultare insufficienti le valutazioni effettuabili sulla struttura finita, poiché anche durante la costruzione della stessa opera d'arte possono presentarsi delle condizioni tali per cui la stabilità e/o resistenza dei materiali e di conseguenza degli elementi strutturali potrebbe risultare insufficiente. A tal proposito con questa analisi siamo in grado di valutare come varia lo schema statico e come si evolve lo stato di sollecitazione nella struttura ed in ogni parte di essa.

Con questa tipologia di analisi è possibile inoltre andare a valutare come si comporta la struttura a molti anni dalla sua costruzione sulla base delle prestazioni che i materiali sviluppano nel tempo e quindi in linea generale si può valutare come sia possibile ottimizzare il procedimento costruttivo a livello di tempistiche ed organizzazione del cantiere per ottenere il massimo risultato.

Per la definizione di questa analisi bisogna partire dalla struttura finita, dopodiché si passa alla definizione nei vari ambiti dei gruppi che caratterizzano la struttura finita:

- Elementi strutturali
- Carichi
- Vincoli

Con la creazione dei gruppi relativi agli elementi strutturali si è in grado di comunicare al software in ogni fase quali elementi della struttura vengono creati, l'epoca alla quale essi entrano in gioco o quando essi vengono rimossi.

In questa fase è possibile mettere in evidenza quando la "densità entra in gioco", in altre parole siamo in grado di definire quando la struttura ha sviluppato le sue caratteristiche meccaniche di resistenza tali da reggersi da sola sotto il suo stesso peso.

Questo dipende principalmente dal materiale e, nel caso specifico del calcestruzzo seppur convenzionalmente si consideri ad esempio il valore del modulo elastico registrato da provino a 28 giorni, con questa metodologia di analisi, si può impostare una legge di incremento delle prestazioni relativamente allo sviluppo della resistenza a compressione va descritta tramite il valore caratteristico:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - k * sqm \quad (2.35)$$

In cui il valore medio della resistenza è una funzione crescente nel tempo (T=20°C):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \quad (2.36)$$

Con:

$$\beta_{cc} = e^{\left\{s \left[1 - \left(\frac{28}{t}\right)^{0.5}\right]\right\}} \quad (2.37)$$

Dove s vale:

- 0.20 per cementi 42.5R, 52.5N, 52.5R
- 0.35 per cementi 32.5R, 42.5N
- 0.38 per cementi 32.5N.

tale incremento delle prestazioni viene però ad essere contrastato dalla decadenza delle stesse a causa della presenza di uno stato tensionale agente sulla struttura in maniera costante per un certo intervallo di tempo come viene mostrato nella figura seguente:

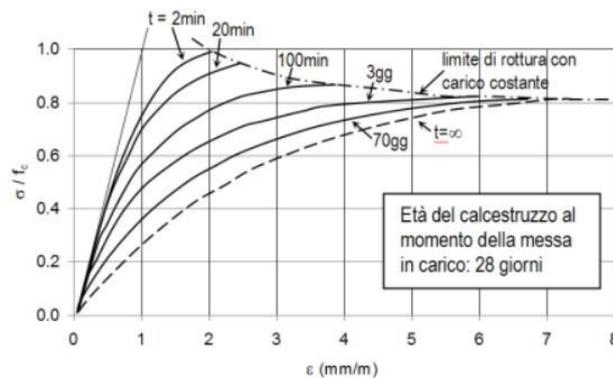


Figura 751: Aging del calcestruzzo

per questo convenzionalmente si considera il valore a 28 giorni, poiché sperimentalmente si può evidenziare come a partire da tale data gli effetti di sviluppo delle prestazioni e perdite dovute a carichi di lunga durata si compensano a vicenda.

Durante la fase di implementazione di questo metodo di analisi è dunque possibile gestire lo sviluppo delle proprietà meccaniche in modo da poterne tenere in considerazione gli effetti nel momento in cui viene valutato lo stato tensionale negli elementi strutturali, così come lo stato deformativo che durante le fasi potrebbe raggiungere delle condizioni che non rispettano i limiti imposti e/o situazioni di instabilità locale.

È possibile tenere in considerazioni anche gli altri effetti differiti nel tempo sia degli acciai (vedi rilassamento) sia del calcestruzzo (vedi ritiro e scorrimento viscoso).

Per questi è possibile, una volta definita la normativa di riferimento che ne definisce le modalità di calcolo, andare a gestire tutti i parametri che ne influenzano il comportamento dall'umidità relativa dell'ambiente circostante al *wobble coefficient* passando per  $h_0$  che consente di definire il perimetro della sezione trasversale effettivamente esposto al contatto con l'atmosfera.

Tutti i parametri da definire in quest'analisi consentono di valutare istante per istante come la struttura cambia nel tempo, cercando di rimanere il più fedele possibile a quello che sono le reali condizioni ambientali e di cantiere in cui la struttura risulta essere costruita.

Al contrario con le analisi standard si sarebbe in grado di valutare la struttura nel suo complesso solo in linea ideale senza poter vedere gli effetti del tempo nelle strutture che ai giorni nostri è uno dei principali problemi delle strutture esistenti.

Bisogna passare a questo punto alla definizione di tutti i carichi, da peso proprio a pretensione, tenendo in considerazione quando le capacità della struttura sono in grado di reggersi sotto il loro stesso peso e quindi individuare un tempo di latenza veritiero tra l'introduzione della struttura nel modello e l'ingresso in gioco del peso proprio strutturale.

Nel caso dell'opera oggetto di questa tesi, ad esempio, il ciclo produttivo di un impalcato costava in termini di tempo 10 giorni e si è considerato che il peso proprio entrasse in gioco a partire dal terzo giorno, data corrispondente all'applicazione dello stato di post-tensione con il quale avveniva lo scassero automatico come descritto da Zorzi.

Non bisogna tralasciare il sistema, come detto in precedenza, dei vincoli che è alla base del cambio di schema statico. Durante la costruzione di un ponte, infatti, non è così difficile ritrovarsi di fronte ad una struttura che è soggetta a modifiche vincolari durante la sua costruzione. Tali modifiche saranno tanto più marcate quanto più il viadotto risulti essere lungo.

Nel caso in esame, ad esempio, dopo la costruzione delle pile, completa per alcune e parziale per altre, si è proceduti alla sistemazione della centina autovarante mobile per costruire il primo tratto di impalcato. In questo primo step la struttura poteva essere considerata come una mensola incastrata dove l'incastro era costituito dalla spalla, collegamento con il terreno retrostante.

Nelle fasi successive, lo schema statico a causa dell'aggiunta di una porzione di impalcato, che partendo dalla precedente mensola si estendeva fino a raggiungere la pila successiva e continuava per un ulteriore tratto come mensola, ha subito delle modifiche tali per cui nella struttura finale si è creata un'alternanza di telai singoli e doppi.

Implementate quindi tutte le caratteristiche predominanti della struttura in esame si arriva all'ultima fase in cui ogni singola parte di struttura, carico, complesso vincolare deve essere definito su base temporale per considerarne i momenti di attivazione e disattivazione. Questo passaggio di implementa grazie al diagramma di GANTT, che per l'opera in questione verrà presentato nel capitolo 4.

## CAPITOLO 3: CREAZIONE DEL MODELLO SU MIDAS CIVIL

### 3.1 Introduzione al capitolo

Il terzo capitolo di questa tesi è incentrato sulla fase di modellazione dell'opera d'arte, fulcro di questa tesi.

La realizzazione del modello è stata resa possibile grazie alle licenze dei software:

- Autocad di Autodesk;
- Midas Civil.

Sebbene Midas Civil possiede un intero tool e una sezione dedicata al tracciamento dei profili trasversali, è stato scelto Autocad per il disegno delle sezioni poiché dotato di un'interfaccia ricca di comandi che hanno reso il tracciamento delle stesse molto più semplice da eseguire e gestire.

Infatti, come verrà specificato nel seguito, Autocad consente di salvare i propri modelli in un particolare formato chiamato *di interscambio* che ne rende poi possibile l'esecuzione anche in altri software non appartenenti alla famiglia Autodesk.

La parte strettamente legata alla modellazione dei viadotti è stata naturalmente eseguita tramite il Midas, per la quale licenza si ringrazia l'Harpaceas S.r.l. che si occupa della sua distribuzione in Italia e che ha messo a disposizione del sottoscritto una cosiddetta "licenza studente" per tutta la durata di svolgimento della presente tesi di laurea.

Di seguito verranno evidenziati i tratti salienti che hanno caratterizzato la modellazione dei due viadotti dell'Ing. Zorzi.

### 3.2 La sezione

Sulla base dei dati raccolti dai pochi documenti reperibili dell'epoca e dai progetti redatti dalla società Autostrada dei Fiori si è riusciti a tracciare la sezione trasversale che preventivamente è stata disegnata sul software Autocad, software che ottimizza tutto il processo di tracciamento delle sezioni, e che una volta salvato in formato di interscambio .dxf lo rende importabile sul software Midas tramite il comando "Sectional Property Calculator" presente nel menu "Tools".

Si è optato per questa scelta poiché si è scelto di modellare la soletta collaborante con la trave longitudinale principale come un'unica entità per cui ne è stata valutata la larghezza collaborante come prevede l'Eurocodice 2 che al punto (2) recita:

*"la larghezza effettiva si basa sulla lunghezza  $l_0$  tra due punti successivi di momento nullo, che può essere ottenuto dalla figura seguente":*

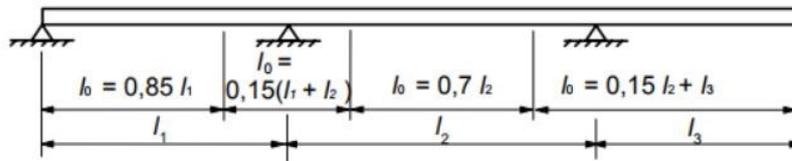


Figura 762: Valutazione lunghezza efficace

Ed al punto (3):

“la larghezza efficace della flangia  $b_{eff}$  per le travi a T o ad L deve essere calcolata come segue:”

$$b_{eff} = \sum b_{eff,i} + b_w \leq b \quad (3.1)$$

In cui:

$$b_{eff,i} = 0.2b_i + 0.1l_0 \leq 0.2l_0 \quad (3.2)$$

e

$$b_{eff,i} \leq b_i \quad (3.3)$$

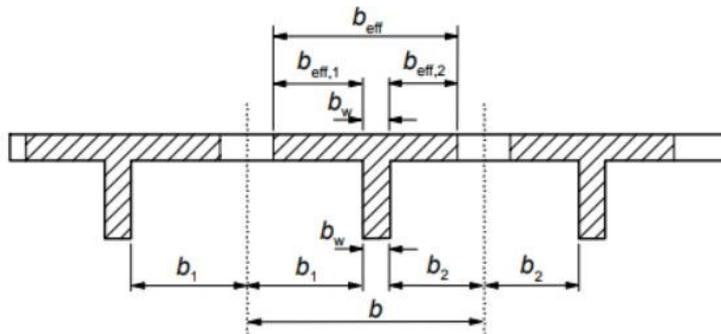


Figura 773: Larghezza efficace flangia

Una volta definite le diverse sezioni, ognuna con la sua larghezza efficace, sono state assegnate alla coppia di travi longitudinali precedentemente disegnate tramite l'utilizzo di semplici elementi “beam”, ovvero elementi dallo sviluppo lineare al quale il software consente di assegnare proprietà quali la sezione e il materiale, creati a partire dal menu “Create Node/Element”.

Per applicare la variabilità della sezione lungo lo sviluppo della trave si è fatto ricorso al comando “Tapered Section” il quale consente di scegliere sulla base delle sezioni iniziali e finali la modalità in cui la stessa varia lungo l'asse longitudinale. Nel nostro caso si è optato per una variabilità lineare.

### 3.3 I materiali

Successivamente sempre dal menu “Properties” si è passati alla definizione dei materiali.

Scorrendo nella vasta gamma di normative presenti sul software ci si è basati sulla più recente normativa italiana del 2018, NTC2018, e così è stato definito un calcestruzzo C35/45 da assegnare in via semplificativa a tutti gli elementi strutturali, il quale risulta dotato delle seguenti caratteristiche:

Modulo di elasticità	$3.4077 \cdot 10^7$	KN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.2	/
Coefficiente termico	$5.5556 \cdot 10^{-6}$	1/[F]
densità	25	KN/m <sup>3</sup>

Tabella 6: C35/45

Al di sopra delle travi longitudinali è prevista, come anticipato nel precedente paragrafo, una soletta in calcestruzzo la quale è stata definita in modo tale da costituire un collegamento trasversale tra le travi longitudinali.

Dimensionalmente essa risulta già essere inglobata con le precedenti travi, per cui al momento della caratterizzazione del calcestruzzo della soletta esso è stato preimpostato un C35/45 ma privo di peso.

Con questo accorgimento la soletta viene tenuta in considerazione dal software per la rigidità che essa fornisce al complesso strutturale ma evitando che la sua massa venga conteggiata due volte.

Modulo di elasticità	$3.4077 \cdot 10^7$	KN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.2	/
Coefficiente termico	$5.5556 \cdot 10^{-6}$	1/[F]
densità	0	KN/m <sup>3</sup>

Tabella 7: C35/45 privo di densità

Le barre di armatura per la precompressione, relative alla normativa dell'epoca (1970), non sono state definite come nel caso precedente. Infatti, risultando ormai obsolete e risalenti ad una normativa non più in vigore, non è stato possibile scegliere tra le normative presenti sul software e quindi si è optato per la definizione di tipo "User Defined" in cui Midas consente di immettere manualmente tutte le caratteristiche meccanico-fisiche necessarie:

Modulo di elasticità	$1.9500 \cdot 10^8$	KN/m <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson	0.3	/
Coefficiente termico	$6.6667 \cdot 10^{-6}$	1/[F]
densità	76.98	KN/m <sup>3</sup>

Tabella 8: Acciaio per barre da precompressione

### 3.4 I tendons

Per l'implementazione delle barre di armatura è stato usato un modello di appoggio nel quale sono stati creati tutti i tracciati delle 28 barre di 32mm di diametro, ognuna con il suo tracciato le cui ordinate rispetto all'estradosso sono riportate nella seguente tabella:

Tabella 9: Quote tracciato barre

x	$\Delta x$	z1	z2	z3	z4	z5	z6	z7	z8	z9	z10	z11	z12	z13	z14	z15	z16
0	0							238	238	201	201	179	179	157	157	85	35
125	125					238	238	181	181	155	155	136.5	136.5	119	119	74.5	31
225	100			238	238												
325	200	238	238	180	180	137.5	137.5	117	113	108	108	94	94	80.5	80.5	49.5	21.5
525	200	137	137	101.5	101.5	75.5	75.5	61	61	70.5	70.5	60	60	50	50	30	14.5
725	200	71.5	71.5	52	52	34.5	34.5	26.5	26.5	43.5	43.5	35	35	27.5	27.5	16	9
925	200	34	34	25.5	25.5	15	15	8.5	8.5	28.5	28.5	21	21	15	15	8	6
1125	200	23	23	17	17	11	11	5	5	23	23	17	17	11	11	5	5
1325	200	28.5	28.5	21	21	15	15	8	6	34	34	25.5	25.5	15	15	8.5	8.5
1525	200	43.5	43.5	35	35	27.5	27.5	16	9	71.5	71.5	52	52	34.5	34.5	26.5	26.5
1725	200	70.5	70.5	60	60	50	50	30	14.5	137	137	101.5	101.5	75.5	75.5	61	61
1925	200	108	108	94	94	80.5	80.5	49.5	21.5	238	238	180	180	137.5	137.5	117	113
2025	200											238	238				
2125	125	155	155	136.5	136.5	119	119	74.5	31					238	238	181	181
2250		201	201	179	179	157	157	85	35							238	238

Mentre nei diagrammi seguenti è possibile visualizzare l'andamento longitudinale delle barre oltre alla loro disposizione nella direzione trasversale:

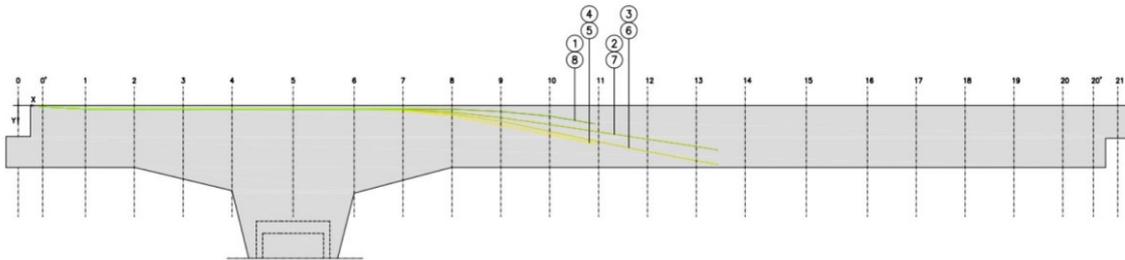


Figura 104: Tracciato barre 1 a 8

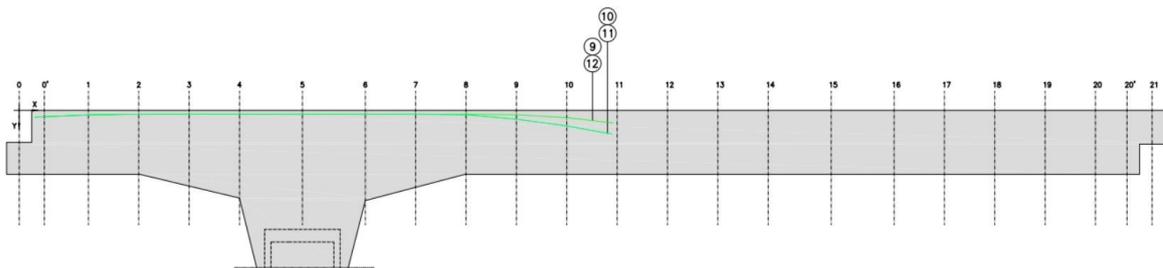


Figura 785: Tracciato barre 9 a 12

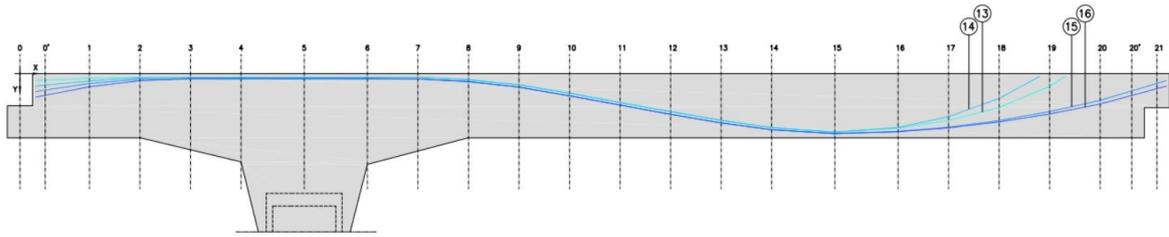


Figura 796: Tracciato barre 13 a 16

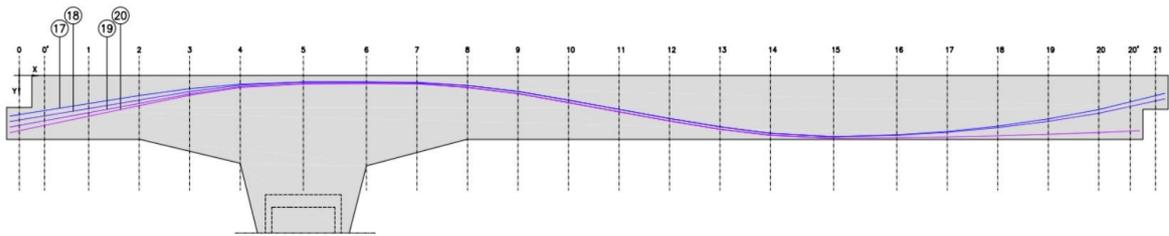


Figura 807: Tracciato barre 17 a 20

Tracciato	N°barre
①	1#32
②	1#32
③	1#32
④	1#32
⑤	1#32
⑥	1#32
⑦	1#32
⑧	1#32
⑨	1#32
⑩	1#32
⑪	1#32
⑫	1#32
⑬	2#32
⑭	2#32
⑮	2#32
⑯	2#32
⑰	2#32
⑱	2#32
⑳	2#32
Totale	28#32

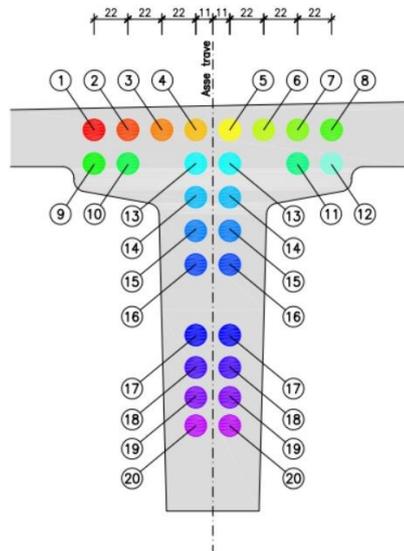


Figura 108: Posizione trasversale barre

Nel modello di appoggio è stato successivamente adoperato il comando “MGT Command Shell” con il quale è stato possibile individuare nel file output di testo tutte le stringhe relative alle barre così create.

Le suddette stringhe sono state copiate ed incollate tramite lo stesso comando nel modello del viadotto.

Così facendo il tracciamento delle barre è stato notevolmente semplificato ed accelerato. È bastato infatti modificare opportunamente il punto d’inserimento, la luce della campata, gli elementi

assegnati e la quota dall'estradosso per ottenere immediatamente i tracciati delle barre per ogni singola campata.

Una volta definito il tracciato è stato usato il comando "Tendon Property" che consente di esplicitare tutte le caratteristiche delle barre.

A tal proposito è stata scelta la definizione di due set di coefficienti relativamente alla normativa dell'epoca e a quella attuale europea per poterne poi una volta eseguita l'analisi compararne i risultati.

Di seguito vengono riportate tutte le caratteristiche comuni alle due normative scelte:

Tabella 10: Caratteristiche comuni barre da precompressione

Tipo di precompressione	Internal (Post-tension)	/
Materiale	Acciaio 835/1030	/
Tensione a rottura	1030	Mpa
Tensione di snervamento	835	Mpa
Area totale barra	803.84	mm <sup>2</sup>
Diametro della guaina	140	mm
Bonded/Unbonded	Bonded	/
Draw in (begin)	3	mm
Draw in (end)	3	mm

Per quanto concerne invece le caratteristiche differenti tra le due normative, i valori delle varie grandezze sono state scelte facendo riferimento alle limitazioni imposte nei due casi:

- Normativa dell'epoca (vedi "Nigel R. Hewson - Prestressed Concrete Bridges\_ Design and Construction -Thomas Telford, Ltd (2003)", tabella 2.1 e figura D13, e "BS 4486\_1980", tabella 1)

Normativa	CEB-FIB 1990	/
$q_{1000}$	3.08	%
Coefficiente di attrito	0.5	/
Coefficiente di serpeggiamento	0.3	rad/m

Tabella 11: CEB-FIB 1990

- EC2 (vedi "EN 1992-1-1:2004 (E)", paragrafi 3.3.2 e 5.10.5)

Normativa	Europea	/
Tipo	Hot rolled	/
Coefficiente di attrito	0.33	/
Coefficiente di serpeggiamento	0.3	rad/m

Tabella 12: EC2

Parallelamente a questa definizione ci si è accertati, basandoci sui dati dell'epoca, dell'andamento delle perdite dovute al rilassamento.

Il controllo così eseguito mirava a controllare che l'andamento delle perdite rispecchiasse in linea di massima l'andamento reale già noto.

Di seguito vengono riportati i grafici ottenuti durante questa valutazione:

- CEB-FIB 1990:

DATI	
tipologia	barra
diametro	32
liscia/rugata	rugata
area	803.84
nominal_tensile_strength	1030
tensione_snervamento	835
tensione tesatura	700
rapporto tesatura	0.68
rapporto tesatura %	67.96
perdita(funzione_cubica)	3.052

Tabella 13: Dati generali

rapporti	perdita
60	1.5
70	3.5
80	6

Tabella 14: Coefficienti rilassamento CEB-FIB 1990

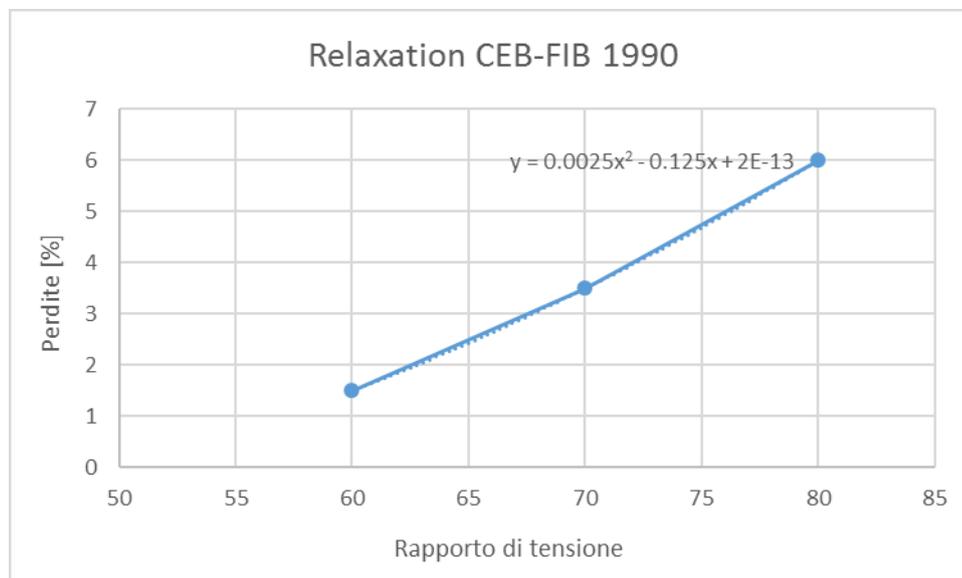


Figura 8109: Andamento funzione rilassamento CEB-FIB 1990

In questo caso come si evince dal grafico, poiché la normativa riportava soltanto dei valori di riferimento sulla base di tre differenti rapporti di tesatura (vedi tabella 14) si è scelto di adoperare una interpolazione di tipo cubico che meglio sembrava correlare i valori forniti. Così è stata valutata la manualmente la perdita relativamente al nostro rapporto di tesatura.

o EC2

Nel caso della normativa europea, è stato tracciato essenzialmente l'andamento della legge che consente di valutare il rilassamento delle barre, usando quella che nella normativa viene individuata come classe 3, la cui formulazione è di seguito esplicitata:

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 1.98 \varrho_{1000} e^{8\mu} \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} 10^{-5} \quad (3.4)$$

EC2 barre	
$\varrho_{1000}$	3.08
Rapporto tesatura	0.68
$\sigma_{p0}$	700
$f_{pk}$	1030
Tempo (infinito, giorni)	500000
perdite	0.062
perdite %	6.24

Tabella 15: Dati generali

rapporto	relaxation	relaxation_%
0.6	0.048	4.78
0.7	0.067	6.67
0.8	0.093	9.32
0.9	0.130	13.02
1	0.182	18.18

Tabella 16: Rilassamento fornito da EC2

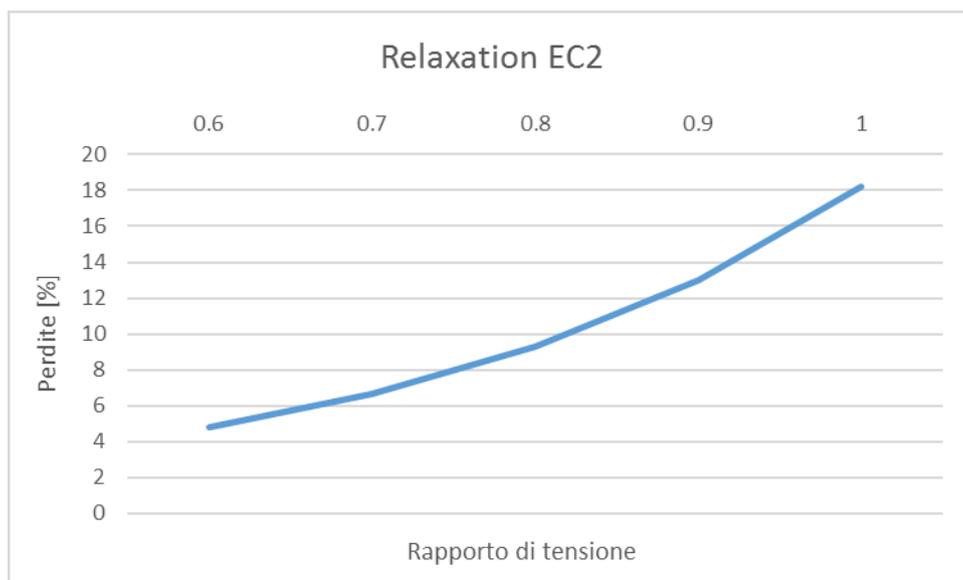


Figura 109: : Funzione rilassamento EC2-Classse 3

### 3.5 I carichi

Per quanto riguarda i carichi da applicare alla struttura, una volta definiti quelli che, dall'inglese "Load Cases" sono noti come casi di carico, consentono di definire le diverse tipologie di carico, al fine di poterle poi combinare nel caso delle verifiche.

L'applicazione del peso proprio è stata impostata dal menù "Selfweight" nel quale è sufficiente inserire la direzione nella quale agisce l'accelerazione di gravità ed il software sarà in grado di valutare il peso proprio di tutte le strutture costituite da materiali dotati di densità non nulla.

Richiamiamo a questo punto l'elemento soletta che per questo motivo è stata dotata delle stesse proprietà meccaniche di un calcestruzzo normale ma privo di densità.

I cordoli e le barriere sono stati implementati come carichi linearmente distribuiti su elementi fittizi baricentrici alla rispettiva sezione, creati ad hoc, associando anche in questo caso il materiale fittizio dotato di densità nulla.

Una volta effettuati i calcoli a mano per la valutazione del carico complessivo dei due elementi sopra citati si è valutata la distribuzione a metro lineare da applicare nel modello come carico lineare uniformemente distribuito come anticipato di cui di seguito si riportano i valori:

Cordolo in calcestruzzo alleggerito	21.6	KN/m
Barriera di sicurezza	12.62	KN/m

Tabella 17: Carichi permanenti non strutturali

L'ultimo carico da considerare nel modello è legato alle barre di armatura ovvero la loro precompressione. Per questo tipo di carico Midas dedica un apposito menù in cui è possibile andare a selezionare singolarmente ogni barra e associare ad ognuna la rispettiva tesatura iniziale e potendo anche scegliere se adoperare la tesatura da un lato o da entrambi i lati.

Nel nostro caso è stata adoperata per tutte le barre di prima tesatura una tensione iniziale di 700 MPa e si è impostata la tesatura da entrambi i lati della barra.

### 3.6 i Vincoli

Il complesso dei vincoli è stato inserito sfruttando il menu "Boundaries", il quale non solo consente di modificare i gradi di libertà dei nodi a nostro piacimento ma ci consente anche di andare ad implementare e altri tipi di condizioni al contorno, come nel caso delle selle Gerber.

La definizione dei vincoli è iniziata dalle due spalle:

- La prima, la spalla lato Fossano, risulta essere incastrata al terreno quindi sono stati bloccati i gradi di libertà legati allo spostamento e alle rotazioni nelle tre direzioni nello spazio
- La seconda invece risulta essere in semplice appoggio poiché il viadotto costituito da 8 campate fa coincidere proprio con quest'ultima la sua campata tampone a differenza del viadotto "Generale Franco Romano" in cui la campata tampone risulta essere in posizione centrale. In questo caso sono stati bloccati tutti gli spostamenti nelle tre direzioni e la rotazione Rz per bloccare il momento torcente.

Si è poi passati all'inserimento dei vincoli riguardanti le pile, le quali risultano essere incastrate alla base, a contatto con il terreno.

Notiamo già in questa sede che le pile sono dotate di altezze differenti per cui una volta optata per una velocità del processo produttivo di 4 metri a settimana, la costruzione di ogni pila richiederà tempi diversi a seconda dell'altezza e se ne dovrà tenere in considerazione quando si dovrà definire il cronoprogramma della realizzazione dell'opera.

Successivamente si è generato il collegamento tra testa della pila ed impalcato tramite un altro comando presente nel menù "Boundaries", il "rigid link".

Come si evince dalla immediata traduzione dall'inglese, "collegamento rigido", è un dispositivo che consente di creare un tipo di collegamento tra i vari elementi strutturali di tipo rigido in modo da assicurare complessivamente un comportamento globale degli elementi strutturali.

Infatti essi possono non essere collegati inizialmente nel modello poiché i vari elementi strutturali vengono tracciati usando elementi monodimensionali alle quali poi si assegna un'opportuna sezione. Per questa ragione si utilizza questo "device" che consente di rendere collaboranti le varie parti.

In conclusione anche le selle Gerber sono state inserite tramite questo menù ma se ne parlerà in maniera specifica nel prossimo paragrafo.

### **3.7 Le selle Gerber**

I viadotti di Zorzi presentano lo schema longitudinale di trave Gerber ovvero delle apparenti travi continue ma con delle discontinuità poste a  $\frac{1}{4}$  della luce tali da costringere il momento ad annullarsi in loro corrispondenza ma non come nella trave continua ma creando una vera e propria discontinuità fisica che porta la trave Gerber ad essere immune ai cedimenti vincolari.

Come anticipato nel precedente paragrafo anche le selle Gerber sono state inserite nel modello tramite il comando "Boundaries" sotto la voce "beam end release". Questo comando fa sì che una volta selezionato un elemento, sia possibile gestirne i gradi di libertà dei nodi di estremità e le modifiche al grado di vincolo interesseranno solo l'elemento selezionato e non gli elementi adiacenti.

Questo tool risulta quindi ottimale quando si vuole agire su degli elementi, ma nello specifico solo da un lato dell'elemento strutturale.

In questo modo è bastato svincolare alle rotazioni  $R_y$  le estremità degli opportuni elementi per creare la discontinuità pensata da Zorzi per i suoi viadotti.

### **3.8 le Pile**

Il sistema sub-strutturale, costituito essenzialmente dalle pile, dato che non sono state oggetto della modellazione né le spalle né le fondazioni, è stato creato come nel caso delle travi longitudinali adoperando l'elemento "beam" classico al quale poi è stata assegnata un'opportuna sezione scatolare variabile con l'incremento della quota, che può essere vista nel primo capitolo al paragrafo 1.5.c.

### 3.9 La construction stage

La definizione dell'analisi per fasi su Midas è semplice da eseguire tramite un'interfaccia user-friendly che consente di configurare tutti i possibili parametri in input, quali ad esempio durata di ogni fase e la/le parti di struttura, vincoli e carichi che si attivano/disattivano ad ogni fase, senza dimenticare le proprietà dei materiali dipendenti dal tempo.

Evidenziamo come la procedura di creazione del modello in questa circostanza comporti non poche difficoltà ed una notevole aggiunta di operazioni da svolgere prima di ottenere il modello finito.

Alla base di questo metodo di analisi c'è la definizione dei gruppi che in generale riguardano quattro argomenti:

- Struttura
- Carico
- Vincoli
- Armature

Una volta creata tutta la struttura si è passati alla sua segmentazione legata alle diverse fasi costruttive. In tal senso sono state inserite in gruppi differenti le varie pile ed i vari tratti dell'impalcato nell'ordine relativamente al quale essi vengono costruiti nel processo produttivo.

Lo stesso procedimento è stato usato per la definizione dei carichi, dal peso proprio strutturale alle diverse tesature corrispondenti alle varie barre di armatura ricadenti nei vari conci dell'impalcato.

La definizione dei gruppi dei vincoli è sequenziale alla definizione delle strutture poiché ad ogni tratto di struttura risultano assegnati vincoli e rigid link, oltre alle selle Gerber, come detto in precedenza.

In definitiva sono stati definiti i gruppi relativamente alle armature di ogni tratto, fase che risulta essere fondamentale per il proseguo dell'analisi e che risulta anche essere un ottimo metodo di controllo per verificare che tutto venga attivato/disattivato nella fase giusta e risulti assegnato agli elementi corretti.

A questo punto del menu "Load – Construction Stage" è possibile andare a generare tutta una serie di fasi che in un secondo momento possono essere modificate e personalizzate.

Delineate le tempistiche tramite i cronoprogrammi, presentati nel prossimo capitolo, si è passati a modificare per ogni fase costruttiva i vari elementi strutturali che dovevano essere attivati, potendone scegliere il giorno specifico di creazione sul modello. Allo stesso modo sono state inserite le tempistiche dei vincoli e dei carichi.

La descrizione di tutte le fasi costruttive, molto contorta su base temporale per via delle molteplici attività da essere eseguite in parallelo, è stata semplificata molto grazie alla possibilità offerta dal software di poter impostare anche dei sotto-step con i quali andare a scandire istante per istante cosa viene attivato e/o disattivato sul modello della struttura.

## CAPITOLO 4: L'ANALISI

### 4.1 Introduzione

Il quarto capitolo della presente tesi presenta le analisi eseguite, con i relativi risultati ed i confronti del caso.

L'analisi "Construction stage" è stata effettuata usando due diversi cronoprogrammi e due differenti normative, al fine di confrontare eventuali diversità tra i risultati.

### 4.2 Normativa di riferimento

I modelli sono stati predisposti in conformità alle normative vigenti e rispetto alla normativa dell'epoca della realizzazione dei viadotti:

- Norme Tecniche per le Costruzioni: NTC18
- Normativa europea: EC2 (vedi "EN 1992-1-1:2004 (E)", paragrafi 3.3.2 e 5.10.5)
- FIB-1990 (vedi "Nigel R. Hewson - Prestressed Concrete Bridges\_ Design and Construction -Thomas Telford, Ltd (2003)", tabella 2.1 e figura D13, e "BS 4486\_1980", tabella 1)

### 4.3 La struttura e gli interventi di rinforzo a cui è stata sottoposta

L'opera progettata negli anni sessanta dall'Ing. Zorzi, presenta uno schema statico con pile a stampella, che utilizza complessivamente 37x2 selle Gerber. L'impalcato è costituito da una coppia di travi senza traversi d'irrigidimento trasversale.

Tale scelta apre importanti tematiche relativamente alla robustezza intesa come capacità di evitare danni spropositati rispetto all'entità delle cause innescanti (cfr. NTC 2018 capitolo 2.1). Per esemplificazione basta il cedimento di una sola sella Gerber poiché, con effetto domino, il viadotto possa crollare, coinvolgendo tutti gli impalcati e le pile, arrecando quindi al territorio gravissimi danni indiretti oltre a quelli diretti di altrettanto elevata entità.

Il concetto di robustezza strutturale, intesa come la capacità intrinseca di un complesso strutturale di localizzare gli effetti causati da un evento accidentale senza estenderlo a tutta la struttura, era completamente sconosciuto all'epoca della costruzione; infatti solo a partire dal 1969, a seguito del crollo di Ronan Point (Londra), la comunità scientifica cominciò a preoccuparsi di possibili effetti disastrosi provocati da un collasso locale. Il relativo requisito prestazionale entrò in modo sistematico nei codici internazionali solo dopo il collasso delle torri del World Trade Center di New York nel 2001.

Si tratta in definitiva di eventi che possono verificarsi in presenza di schemi statici non ridondanti che, a seguito di un evento localizzato di rottura accidentale (incidente con conseguenze severe quali fuoco/scoppio/impatto contro la struttura, ecc.) anziché localizzare gli effetti li propagano progressivamente a tutta la struttura innescando un "effetto domino" incontrollabile.

Questa carenza di robustezza si riscontra nel viadotto in esame per la singolare concezione strutturale e di impalcato come precedentemente illustrato. Si evidenzia che il giunto strutturale posizionato in corrispondenza delle selle è stato sede nel corso degli anni di fenomeni corrosivi dovute alle percolazioni delle acque piovane da collegarsi con il normale degrado delle caratteristiche meccaniche dei materiali al passare degli anni.

Occorre peraltro aggiungere che il cedimento di una singola sella Gerber può intervenire non solo per degrado di materiali, ma anche per un evento accidentale sul ponte, quale l'incendio di un veicolo in corrispondenza di una delle zone di elevata sensibilità dell'opera.

Dagli studi eseguiti dalla concessionaria dell'opera sono stati ritenuti di assoluta priorità gli interventi di rinforzo da intraprendersi sia per la citata carenza di robustezza, sia per la necessità di adeguamento in presenza del sisma di progetto, sia per la probabilità di battimenti in corrispondenza dei giunti in presenza di sisma: proprio nelle zone delle selle Gerber, per le quali l'opera denota una elevatissima sensibilità in termini di robustezza.

In particolare, sotto il profilo robustezza, sicuramente i punti più critici derivano dallo schema statico definito dal progettista che prevedeva l'utilizzo di un sistema iperstatico pila/impalcato definito "dywidag" con selle Gerber di transizione tra impalcati. Tale nodo ha anche una fondamentale importanza sotto il profilo statico/funzionale per il comportamento globale dell'opera, ovvero per il sostegno complessivo dell'impalcato, che regge infatti esclusivamente su questi punti singolari.

Dal punto di vista strutturale la modellazione ha consentito di analizzare anche sotto il profilo tecnico/manutentivo i sistemi di vincolo/appoggio ovvero le già citate selle Gerber e del contiguo impalcato. Si ribadisce che il nodo descritto è il punto cardine del funzionamento della struttura.

Da quanto sopra è emersa la necessità dell'introduzione di un presidio strutturale la carpenteria metallica in corrispondenza delle selle che andando ad integrare lo schema strutturale permetta, interagendo con lo schema funzionale esistente, di garantire la funzionalità dell'opera anche in caso di rotture localizzate delle selle di sostegno, evitando di creare effetti d'instabilità globale.

Oltre agli interventi mirati ad incrementare la robustezza strutturale sono stati previsti anche interventi dal punto di vista sismico, nonché statico e viabilistico, dei quali di seguito si riporta una sintesi:

- Consolidamento selle Gerber
- Rinforzo soletta in corrispondenza selle Gerber
- Rinforzo nodo testa pila-impalcato
- Riqualfica superfici in c.a.
- Consolidamento spalle
- Demolizione piazzole dismesse e nuovo cordolo
- Sostituzione appoggi
- Tamponi longitudinali di fine corsa
- Impermeabilizzazione
- Giunti e nuova pavimentazione
- Incremento robustezza strutturale
- Sostituzione barriere di sicurezza

## 4.4 MATERIALI

### - Calcestruzzo

Sulla base di quanto viene riportato nella documentazione relativa alla struttura in oggetto, è possibile identificare i le seguenti tipologie di calcestruzzo in funzione dei vari elementi strutturali.

Elemento strutturale	Calcestruzzo	$\sigma_{r,28gg}$
Magrone di sottofondazione	Tipo "600", dosato a 175 kg	15 MPa
Plinti di fondazione	Tipo "730", dosato a 300 kg	30 MPa.
Ringrosso e fusto pila	Tipo "730", dosato a 350 kg	35 MPa
Impalcato	Tipo "730", dosato a 400 kg	45 MPa

Tabella 18: Calcestruzzi

Nel modello si è fatto riferimento ad una classe calcestruzzo C30/35 per tutti gli elementi strutturali modellati.

### - Acciaio da precompressione

In base a quanto desunto dalla documentazione originale e di contabilità, si ha evidenza di un acciaio armonico di tipo Dywidag Stahl 80/105 caratterizzato da:

- $\sigma_s \geq 8000 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_r \geq 10500 \text{ kg/cm}^2$
- $\sigma_{sp0} \geq 6400 \text{ kg/cm}^2$

In funzione delle caratteristiche dichiarate, nel modello si è fatto riferimento ad un acciaio caratterizzato da:

- tensione di snervamento:  $f_{yk} \geq 835 \text{ N/mm}^2$
- tensione di rottura:  $f_{tk} \geq 1050 \text{ N/mm}^2$
- tensione di tesatura iniziale:  $\sigma_{sp0} = 700 \text{ N/mm}^2$

## 4.5 Analisi dei carichi

I carichi permanenti strutturali relativi al peso proprio sono stati valutati automaticamente, come detto nel precedente capitolo, grazie al menù "Static Load - Self Weight" nel quale è stato sufficiente inserire la direzione dell'accelerazione di gravità affinché il software riconoscesse tutti gli elementi strutturali dotati di densità non nulla per calcolarne il peso proprio.

Sono state usate a proposito le seguenti densità:

- Pile ed impalcato:  $\gamma_{cls} = 25 \text{ KN/m}^3$
- Soletta:  $\gamma_{cls} = 20 \text{ KN/m}^3$

Gli altri carichi permanenti non strutturali sono il cordolo e le barriere di sicurezza le quali sono state inserite come carichi uniformemente distribuiti.

Per poter studiare gli effetti di ritiro e viscosità e come questi fenomeni evolvano nel tempo e l'entità degli effetti sull'intero impalcato è stato necessario svolgere un'analisi per fasi, la quale è in grado di tenere in considerazione la continua evoluzione del modello agli elementi finiti che simuli la costruzione dell'impalcato.

Per poter effettuare una coppia di analisi che possa inviluppare, con buona approssimazione, le reali tempistiche, sono stati creati due cronoprogrammi di analisi.

Le tempistiche alla base della definizione dei cronoprogrammi sono:

- montaggio di una campata ogni 10gg.
- posa delle armature di una campata, 3gg.
- permanenza del cassero dopo il getto 3gg

A tal proposito, ipotizzando una data di inizio lavori pari al 1° gennaio, sono stati ipotizzati due possibili cronoprogrammi:

Cronoprogramma 1: tutte le lavorazioni sono effettuate in serie.

FASI	INIZIO	DURATA	FINE
PILA 1	01-gen	15	16-gen
PILA 2	16-gen	51	08-mar
PILA 3	08-mar	14	22-mar
PILA 4	22-mar	24	15-apr
PILA 5	15-apr	25	10-mag
PILA 6	10-mag	26	05-giu
PILA 7	05-giu	53	28-lug
MENSOLA	28-lug	10	07-ago
IMPALCATO 1	07-ago	10	17-ago
IMPALCATO 2	17-ago	10	27-ago
IMPALCATO 3	27-ago	10	06-set
IMPALCATO 4	06-set	10	16-set
IMPALCATO 5	16-set	10	26-set
IMPALCATO 6	26-set	10	06-ott
IMPALCATO 7	06-ott	10	16-ott
CAMPATA TAMPONE	16-ott	10	26-ott

Tabella 19: GANTT esecuzione in serie

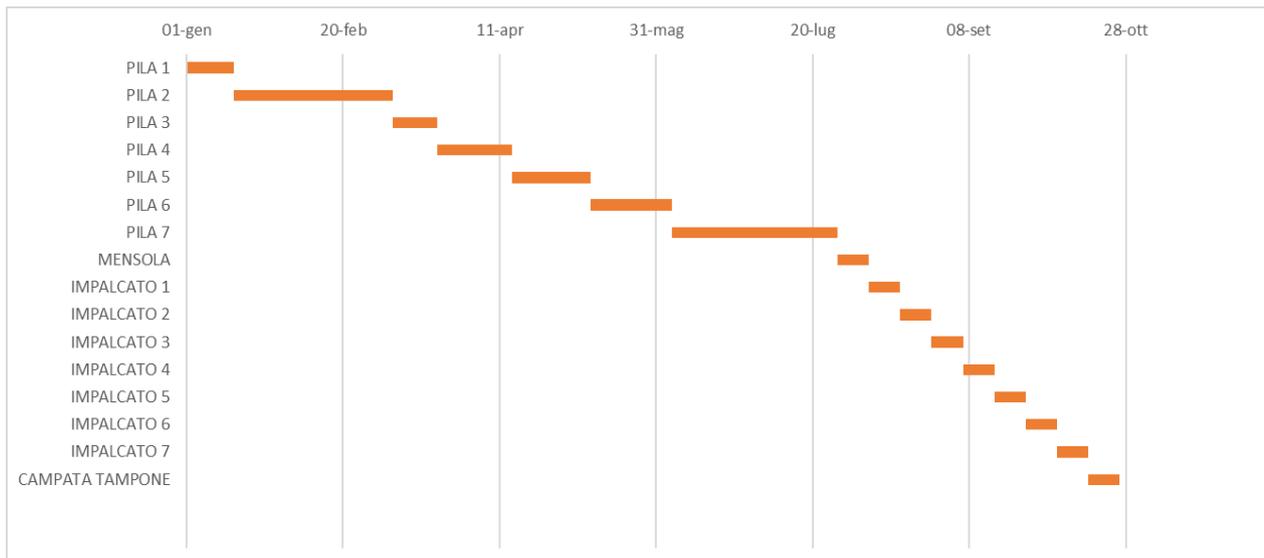


Figura 820: GANTT esecuzione in serie

La durata totale dei lavori è pari a 298 giorni.

Cronoprogramma 2: alcune lavorazioni sono effettuate in parallelo.

FASI	INIZIO	DURATA	FINE
PILA 1	01-gen	15	16-gen
PILA 2	01-gen	51	21-feb
PILA 3	17-feb	14	03-mar
PILA 4	17-feb	24	13-mar
PILA 5	26-feb	25	23-mar
PILA 6	07-mar	26	02-apr
PILA 7	18-feb	53	12-apr
MENSOLA	11-feb	10	21-feb
IMPALCATO 1	21-feb	10	03-mar
IMPALCATO 2	03-mar	10	13-mar
IMPALCATO 3	13-mar	10	23-mar
IMPALCATO 4	23-mar	10	02-apr
IMPALCATO 5	02-apr	10	12-apr
IMPALCATO 6	12-apr	10	22-apr
IMPALCATO 7	22-apr	10	02-mag
CAMPATA TAMPO	02-mag	10	12-mag

Tabella 20: GANTT esecuzione in parallelo

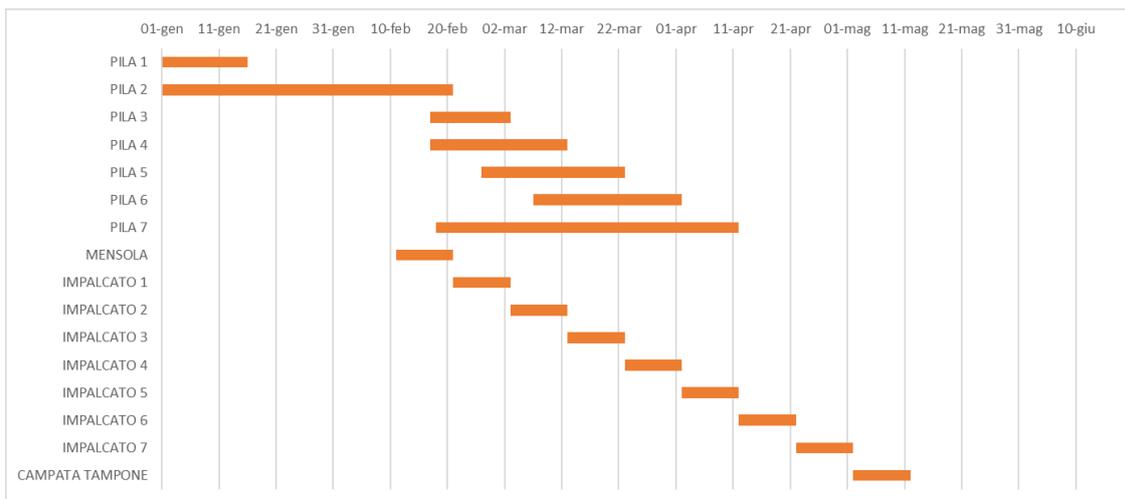


Figura 831: GANTT esecuzione in parallelo

Rispetto al caso precedente, la costruzione dell'opera così organizzata comporta una notevole riduzione delle tempistiche di realizzazione, richiedendo soli 131 giorni a fronte dei 298 del caso precedente.

## 4.5 Modello

Nel capitolo 3 della presente tesi, sono stati elencati tutti i passaggi per la realizzazione del modello dei viadotti, dalla realizzazione delle sezioni fino ad arrivare alla definizione delle fasi costruttive. Nel presente paragrafo, vengono invece affrontate le impostazioni da settare per essere pronti per lanciare l'analisi.

L'analisi per fasi può essere impostata tramite tutti i parametri del caso dal menù "Analysis" sotto la voce "Construction Stage". Da qui è infatti possibile gestire gli effetti differiti nel tempo agenti sulla struttura ovvero fluage, ritiro ed ageing.

La definizione delle fasi costruttive dettate dal cronoprogramma con realizzazioni in serie risulta più semplice rispetto a quelle relative al cronoprogramma in parallelo poiché in esso ogni fase costruttiva risulta costituita da una sola lavorazione.

Il cronoprogramma in parallelo, al contrario, ha comportato maggiori difficoltà nella sua definizione date le numerose lavorazioni da eseguire in contemporanea, il che comporta l'attivazione e disattivazione di diversi elementi strutturali, carichi e vincoli.

## 4.7 Selle

Nel capitolo 2, al paragrafo 2.3, sono state trattate le selle Gerber, sia dal lato storico sia dal lato risolutivo. Esse vengono risolte tramite modelli Strut&Tie.

In particolare nell'EC2 per questi dispositivi sono predisposti due tipi di traliccio puntone-tirante ed in questo paragrafo verrà mostrato il calcolo eseguito per la valutazione della resistenza delle Gerber.

Prima degli interventi mirati a risolvere lo stato di ammaloramento in cui versavano i viadotti, le selle risultavano essere alcuni degli elementi maggiormente degradati, con distacchi di copriferro ed un esteso stato di corrosione delle barre di armatura. Nel seguito verranno proposte le valutazioni di resistenza prima e dopo le modifiche attuate durante l'intervento di ripristino.

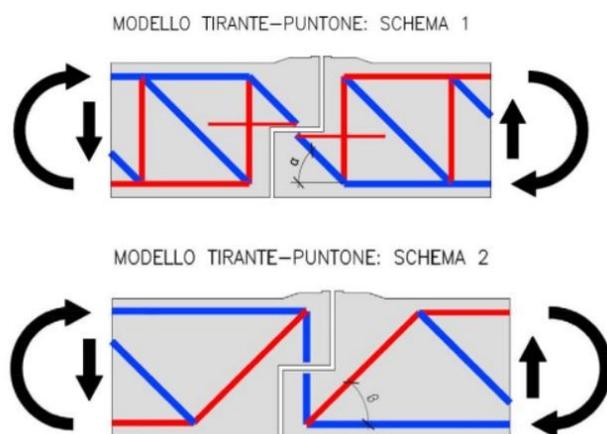


Figura 842: Modelli Tirante-Puntone

Il tirante verticale dello schema 1 è costituito, nel progetto originario, da 3  $\Phi$  24, 7  $\Phi$  10, 7 staffe  $\Phi$  16. Il tirante orizzontale dello schema 1 è costituito da 3  $\Phi$  24 e principalmente dalla batteria di barre Dywidag 4x2  $\Phi$  32 che costituiscono parte dell'armatura longitudinale di precompressione del ponte. Il tirante inclinato di  $\beta=45^\circ$  sull'orizzontale dello schema 2 è costituito, nel progetto originario, da 2+2  $\Phi$  24.

L'inclinazione delle barre Dywidag che costituiscono il tirante "orizzontale" dello schema 1 rappresenta un ulteriore contributo resistente allo schema 2 (con inclinazione del tirante variabile tra  $9^\circ$  e  $13^\circ$ ).

Nella figura seguente vengono messe in evidenza tutte le armature che contribuiscono alla resistenza della sella Gerber:

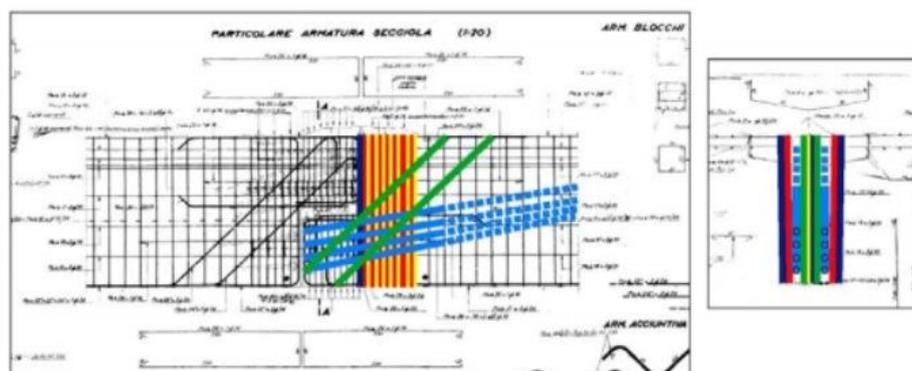


Figura 853: Andamento armatura lenta

Si valuta la resistenza della sella Gerber allo Stato Limite Ultimo nella configurazione originale, ipotizzando tutte le armature pienamente efficaci.

- Contributo dello schema 1:

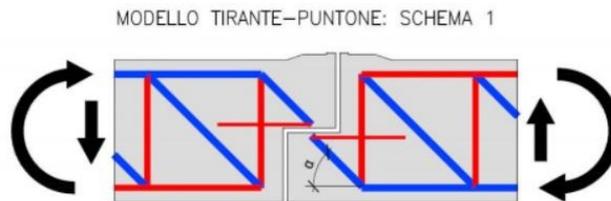


Figura 864: Modello Tirante-Puntone 1

Per il corretto funzionamento dello schema 1 il tirante verticale e quello orizzontale devono essere in grado di portare i carichi ad essi assegnati.

Indicando con  $F$  il carico verticale agente sulla sella, considerando un'inclinazione di  $\alpha$  del puntone inclinato, le azioni interne di trazione nei due tiranti saranno pari a  $F$  per il tirante verticale e a  $F/\text{tg}\alpha$  per il tirante orizzontale.

La resistenza verticale allo SLU della sella è allora governata dal minore tra i valori di resistenza del tirante verticale e di resistenza del tirante orizzontale moltiplicato per  $\text{tg}\alpha$ .

Resistenza per crisi del tirante verticale:

La resistenza nella configurazione originale dovuta al tirante verticale dello schema 1 è:

$$\text{Area armature } A_s = 3\Phi 24 + 7 \Phi 10 + 7 \times 2 \Phi 16 = 3 \times 452 + 7 \times 78.5 + 14 \times 201 = 4719 \text{ mm}^2$$

Tipo di acciaio = A.L.E.

$$\text{Tensione di snervamento di progetto: } f_{yd} = 430/1.15 = 374 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di progetto: } N_{Rd}(\text{Armature}) = f_{yd} \times A_s = 374 \times 4719 = 1765093 \text{ N} = 1765 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza verticale di progetto: } F_{Rd \text{ verticale}} = N_{Rd \text{ vertical}} \times 1 = 1765 \text{ kN}$$

La resistenza verticale di progetto dovuta al tirante verticale nella configurazione originaria con le armature pienamente efficaci è pari a:  $F_{Rd} = 1765 \text{ kN}$

Resistenza per crisi del tirante orizzontale:

Il contributo alla resistenza verticale nella configurazione originale dovuto al tirante orizzontale dovuto alle barre di armatura lenta dello schema 1, considerando  $\alpha=45^\circ$  è:

$$\text{Area armature } A_s = 3 \Phi 24 = 3 \times 452 = 1356 \text{ mm}^2$$

Tipo di acciaio = A.L.E.

$$\text{Tensione di snervamento di progetto } f_{yd} = 430/1.15 = 374 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Resistenza di progetto } N_{Rd}(\text{Armature}) = f_{yd} \times A_s = 374 \times 1356 = 507144 \text{ N} = 507 \text{ kN}$$

$$\text{Resistenza verticale di progetto } F_{Rd \text{ verticale}} = N_{Rd} \times \text{tg}(\alpha) = 507 \text{ kN} \times \text{tg}(45^\circ) = 507 \text{ kN}$$

Il contributo alla resistenza verticale nella configurazione originale dovuto al tirante orizzontale dovuto alle barre Dywidag dello schema 1, considerando  $\alpha=35^\circ$  è:

Area armature  $A_s = 4 \times 2 \times \Phi 32 = 4 \times 452 = 6433 \text{ mm}^2$

Tipo di acciaio = Dywidag Stahl  $f_{yk} = 785 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di progetto  $f_{yd} = 785/1.15 = 682 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di progetto  $N_{Rd}(\text{Armature}) = f_{yd} \times A_s = 682 \times 6433 = 4391221 \text{ N} = 4391 \text{ kN}$

Carico orizzontale di progetto  $N_{Rd \text{ verticale}} = N_{Rd}(\text{Armature}) \times \cos(10.2^\circ) = 4321 \text{ kN}$

Resistenza verticale di progetto  $F_{Rd \text{ verticale}} = N_{Rd \text{ verticale}} \times \tan(\alpha) = 4321 \text{ kN} \times \tan(35^\circ) = 3025 \text{ kN}$

La resistenza verticale di progetto dovuta al tirante orizzontale nella configurazione originaria con le armature pienamente efficaci è allora pari a:  $F_{Rd} = 507 \text{ kN} + 3025 \text{ kN} = 3532 \text{ kN}$

Il contributo alla resistenza verticale della sella secondo lo schema 1 è allora pari al minore dei valori di resistenza verticale relativi ai due tiranti, ovvero:  $F_{Rd} = 1765 \text{ kN}$

- Contributo schema 2:



*Figura 875: Modello Tirante-Puntone 2*

La resistenza verticale nella configurazione originale del tirante obliquo costituito dalle barre di armatura lenta dello schema 2, considerando  $\beta=45^\circ$  è:

Area armature  $A_s = 4 \times \Phi 24 = 4 \times 452 = 1808 \text{ mm}^2$

Tipo di acciaio = A.L.E.

Tensione di snervamento di progetto  $f_{yd} = 430/1.15 = 374 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di progetto  $N_{Rd}(\text{Armature}) = f_{yd} \times A_s = 374 \times 1808 = 676034 \text{ N} = 676 \text{ kN}$

Resistenza verticale di progetto  $F_{Rd \text{ verticale}} = N_{Rd \text{ verticale}}(\text{Armature}) \times \sin(\beta) = 676 \times \sin(45^\circ) = 478 \text{ kN}$

La resistenza nella configurazione originale del tirante obliquo costituito dalle barre Dywidag dello schema 2, considerando  $\beta=10.2^\circ$  è:

Area armature  $A_s = 4 \times 2 \times \Phi 32 = 4 \times 452 = 6433 \text{ mm}^2$

Tipo di acciaio = Dywidag Stahl  $f_{yk} = 785 \text{ MPa}$

Tensione di snervamento di progetto  $f_{yd} = 785/1.15 = 682 \text{ N/mm}^2$

Resistenza di progetto  $N_{Rd}(\text{Armature}) = f_{yd} \times A_s = 682 \times 6433 = 4391221 \text{ N} = 4391 \text{ kN}$

Resistenza verticale di progetto  $F_{Rd \text{ verticale}} = N_{Rd \text{ verticale}}(\text{Armature}) \times \sin(\beta) = 4391 \times \sin(10.2^\circ) = 776 \text{ kN}$

Il contributo alla resistenza verticale della sella secondo lo schema 2 nella configurazione originaria con le armature pienamente efficaci è allora pari a:  $F_{Rd} = 478 \text{ kN} + 776 \text{ kN} = 1254 \text{ kN}$

- Resistenza complessiva della sella

Nell'ipotesi che i due schemi di funzionamento della sella lavorino perfettamente in parallelo, la capacità portante allo Stato Limite Ultimo nella configurazione originaria con armature pienamente efficaci è allora pari a:  $F_{Rd} = 1765 \text{ kN} + 1254 \text{ kN} = 3019 \text{ kN}$ .

Considerando lo stato di ammaloramento nelle quali gravano le selle e dall'analisi svolta usando i carichi "originali", definiti dalla Circolare del 1962 "Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali", il carico massimo allo Stato Limite Ultimo è pari a 3000 KN, appena al di sotto della resistenza offerta dalle selle.

A causa quindi dello stato di ammaloramento delle armature siamo certi che la resistenza offerta dalle selle sia ben al di sotto di quella precedentemente calcolata, per cui si è intervenuto sulle selle, riqualificandole.

L'intervento di consolidamento delle selle Gerber del viadotto ha consentito l'installazione di una serie di barre Dywidag che sostituiscono integralmente la funzione svolta dalle esistenti barre verticali di armatura (attualmente parzialmente ammalorate e sulle quali, dal punto di vista delle valutazioni numeriche, non si fa più alcun affidamento).

L'intervento ha richiesto un placcaggio con piastre metalliche, rese collaboranti alla matrice cementizia mediante barre trasversali, in grado di sostituire integralmente la funzione svolta dalle esistenti armature lente orizzontali.

E' stata prevista la tesatura delle barre Dywidag: la scelta di utilizzare acciaio ad alto limite elastico permette di ridurre il quantitativo di armatura necessaria al consolidamento, ma per raggiungere elevati livelli di tensione le barre devono essere sottoposte ad elevati allungamenti che, se le barre non fossero presollecitate, sarebbero possibili solo a scapito di un'ampia fessurazione nel calcestruzzo. Grazie alla precompressione si ottengono inoltre i seguenti effetti benefici:

- Il tirante verticale del traliccio dello Schema 1, nel progetto originale costituito da staffe di armatura lenta, è ora un elemento precompresso. L'azione assiale dovuta all'appensione della sella porta quindi ad una decompressione e non ad una trazione nel calcestruzzo, limitando così lo sviluppo di fessurazioni orizzontali nel corpo della trave;
- La precompressione permette alle barre di essere attive fin da subito e di non dover attendere che vengano meno le residue risorse delle armature lente esistenti;
- La precompressione verticale, unita alla precompressione longitudinale esistente (precompressione delle travi del viadotto) ed all'effetto di contenimento fornito dalle barre trasversali del placcaggio, fornisce uno stato di compressione triassiale nella zona della sella che aumenta la capacità portante del calcestruzzo così confinato. Il placcaggio della struttura ed il getto di completamento tra placcaggio e corpo della trave esistente, garantisce un elevato livello di protezione alle barre Dywidag.

Al termine dell'intervento le selle sono in grado di trasferire il carico cui sono soggette senza bisogno di alcun contributo da parte dalle armature lente esistenti.

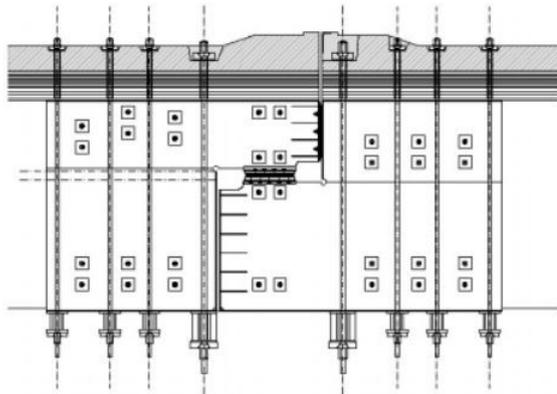


Figura 886: Vista laterale rinforzo

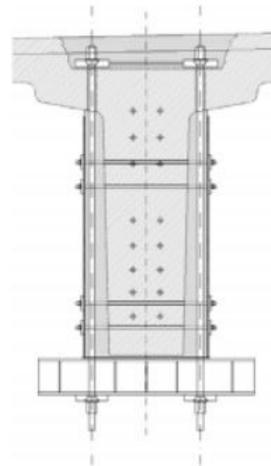


Figura 897: Vista trasversale rinforzo

Questi serie di interventi mirati ha consentito di incrementare le resistenze offerte dai due modelli risolutivi tirante-puntone visti in precedenza:

- Lo schema 1 fornisce una resistenza pari a:  $F_{Rd} = 4209 \text{ KN}$
- Lo schema 2 fornisce una resistenza pari a:  $F_{Rd} = 776 \text{ KN}$

Nell'ipotesi che i due schemi di funzionamento della sella lavorino perfettamente in parallelo, la capacità portante allo Stato Limite Ultimo nella configurazione di progetto nell'ipotesi che tutte le armature lente esistenti siano inefficaci è allora pari a:  $F_{Rd} = 4209 \text{ kN} + 776 \text{ kN} = 4985 \text{ kN}$ .

Si riporta l'andamento delle forze all'interno della sella in corrispondenza del valore di Sollecitazione pari alla Resistenza della sella (5000 kN):

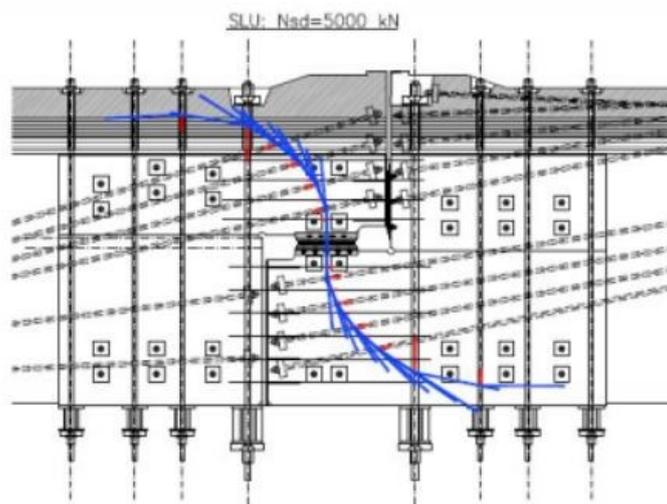


Figura 118: Andamento forze dentro la sella

Inoltre considerando le analisi svolte sulla base della normativa vigente, Decreto Ministeriale 2018, il carico massimo a SLU risulta essere 4000 KN per cui in definitiva gli interventi svolti sulle selle non solo ha ripristinato la capacità portante delle selle ai valori originali quando le armature non erano ammalorate, ha incrementato il valore della resistenza delle selle, permettendo di raggiungere un livello di resistenza pari a circa 1.25 volte la sollecitazione massima agente negli

elementi strutturali considerati, lasciando ampio margine alle incertezze di modellazione della struttura.

## 4.8 Analisi

Come anticipato il primo caso trattato è il cronoprogramma che prevede un'esecuzione in serie di tutte le lavorazioni.

Il secondo cronoprogramma può essere più vicino alla realtà dei fatti, come si evince dal testo di Angelo Villa "Documenti di architettura: Silvano Zorzi, ingegnere 1950-1990".

In questo libro risulta infatti essere presente la seguente foto storica dalla quale si può intuire come la procedura prediletta da Zorzi sia simile a quella in parallelo e non in serie.



*Figura 119: foto 1 libro su Zorzi*



*Figura 120: foto 2 libro su Zorzi*

Si ricorda che la centina mobile era la struttura prediletta da Zorzi per la costruzione dell'impalcato, la quale riusciva a cassare tratti di impalcato lunghi 45 metri in una sola volta e al terzo giorno si poteva applicare la prima tesatura per consentire lo scassero.

La centina mobile presenta un avambecco usato per reggere il peso dell'impalcato quando il calcestruzzo risulta ancora fresco e non in grado di reggere il suo peso.

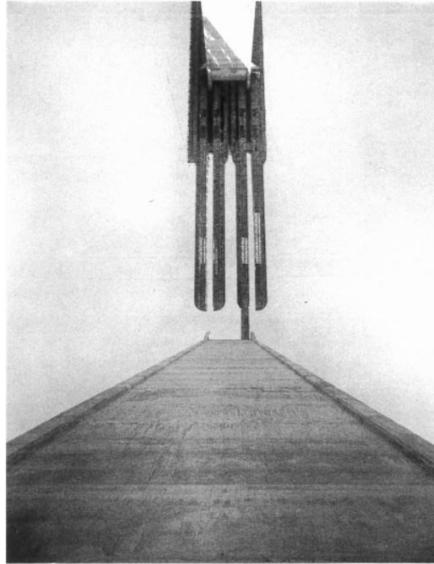


Figura 901: Vista dal basso dell'avambecco

Nel proseguo verrà evidenziata la variazione dello schema statico tra una fase e l'altra.

Nel caso del viadotto "Generale Franco Romano" la costruzione è stata eseguita in parallelo sui due impalcati usando due macchinari gemelli che hanno iniziato le loro lavorazioni partendo sia dalla spalla lato Torino sia da quella lato Fossano.

La campata tampone si pone a cavallo tra le pile 19 e 20.

Nel caso del viadotto "Sabbione", data la minore lunghezza del viadotto che presenta soltanto 7 campate a fronte delle 52 del Franco Romano, la costruzione è stata eseguita con una sola centina mobile.

Essa ha iniziato le sue operazioni dalla spalla lato Fossano portando alla realizzazione della campata tampone al termine dell'impalcato.

La realizzazione dell'impalcato è iniziata con il primo tratto da 8.25m a sbalzo dalla spalla.

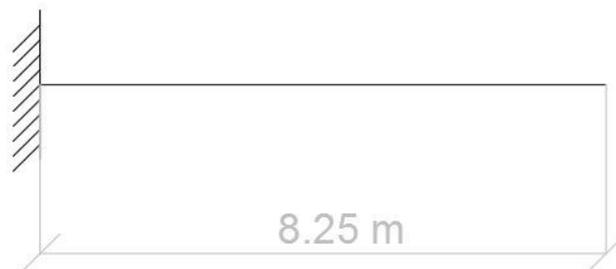


Figura 912: Mensola incastrata

Dopo la tesatura del primo tratto a sbalzo di 8.25m e il suo scassero, la centina procede per consentire la realizzazione del secondo tratto di impalcato lungo 45m. Sono necessari a questa operazione 10 giorni.

Dei 45 metri totali, 33.75 metri costituiscono il completamento della prima campata, mentre gli ulteriori 11.25 metri costituiscono la mensola della campata successiva al cui estremo si realizza la nuova sella Gerber.

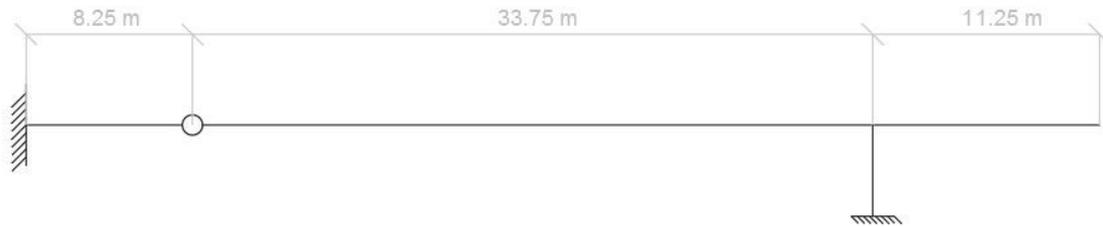


Figura 923: Schema statico nella fase 2

L'impalcato risulta essere incastrato in testa alle pile tramite due travi di raccordo.

In generale quindi il processo costruttivo può essere riassunto come il susseguirsi della realizzazione di tratti di impalcato lunghi 45 metri, di cui  $\frac{3}{4}$  costituiscono il completamento della campata precedente mentre l'ulteriore  $\frac{1}{4}$  va a generare la successiva mensola con sella Gerber.

Questa successione di operazioni varia solo nel caso della realizzazione della campata tampone.

Nel caso del viadotto "Generale Franco Romano" la campata tampone è situata in zona centrale rispetto allo sviluppo longitudinale del viadotto e risulta essere una trave in semplice appoggio che grava su due mensole provenienti dai due tratti opposti del viadotto.

Nel caso del Sabbione, al contrario, essa risulta essere l'ultima del viadotto, ed è realizzata con una trave in semplice appoggio tra l'ultima mensola realizzata e la spalla lato Torino.



Figura 124: Campata tampone "Generale Franco Romano"

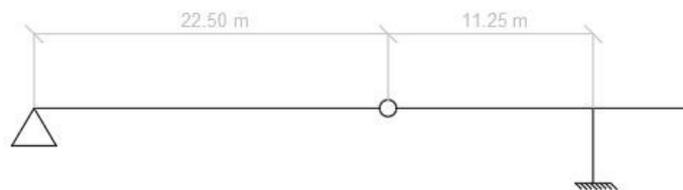


Figura 125: Campata tampone "Sabbione"

## 4.9 Risultati

### 4.9.1 Analisi viadotto con costruzione in serie

In questo paragrafo verranno illustrati i diagrammi relativi all'analisi per fasi del Viadotto Sabbione, analizzato con cronoprogramma in serie e facendo riferimento alla normativa dell'epoca.

Le prime tre fasi costruttive di seguito riportate, mostrano lo sforzo normale ed il momento flettente generato dal peso proprio e dalla prima tesatura delle barre di armatura da precompressione.

Ricordiamo infatti che la realizzazione degli implacati prevede una durata totale di 10 giorni, durante i quali vengono applicate le precompressioni delle barre da precompressione (3° giorno).

Il singolo getto consta di circa 300 metri cubi di calcestruzzo, dei quali si iniziano a valutare i fenomeni di ritiro e fluage a partire dal terzo giorno, ovvero dallo scasso.

L'effetto della precompressione è opposto a quello del peso proprio, ma è di maggiore entità per poter contrastare anche gli effetti dei carichi variabili, quali ad esempio il traffico.

La struttura, man mano che viene realizzata, presenta una certa costanza e prevedibilità nella variazione delle sollecitazioni analizzate.

Per questo motivo di seguito, per evitare di essere prolissi e ripetitivi, si mostrano soltanto le prime tre fasi costruttive.

In particolare, confrontando anche tra di loro i viadotti è possibile individuare tutta una serie di comportamenti comuni che rendono le due opere praticamente identiche in termini di risultati ottenuti.

A tal proposito per una maggiore comprensione dei grafici si premette che nell'asse delle ordinate sono espresse le quantità valutate misurate in KNm o KN se si tratta rispettivamente di momento o sforzo normale, mentre nell'asse delle ascisse viene rappresentato lo sviluppo longitudinale, indicando quindi la posizione relativamente al sistema di riferimento scelto ha origine all'inizio dell'impalcato in corrispondenza dell'incastro.

Oltre all'andamento complessivo si sono valutate delle grandezze in alcuni punti di confronto che corrispondono ai nodi 138 (testa seconda pila, 92 metri circa), 149 (mezzeria seconda campata, 70 metri circa), 161 (testa prima pila, 44 metri circa), 173 (mezzeria prima campata, 20 metri circa), 182 (spalla lato Fossano).

Il diagramma di fig. 126 mostra il momento flettente generato dal peso proprio della struttura al procedere delle prime tre fasi:

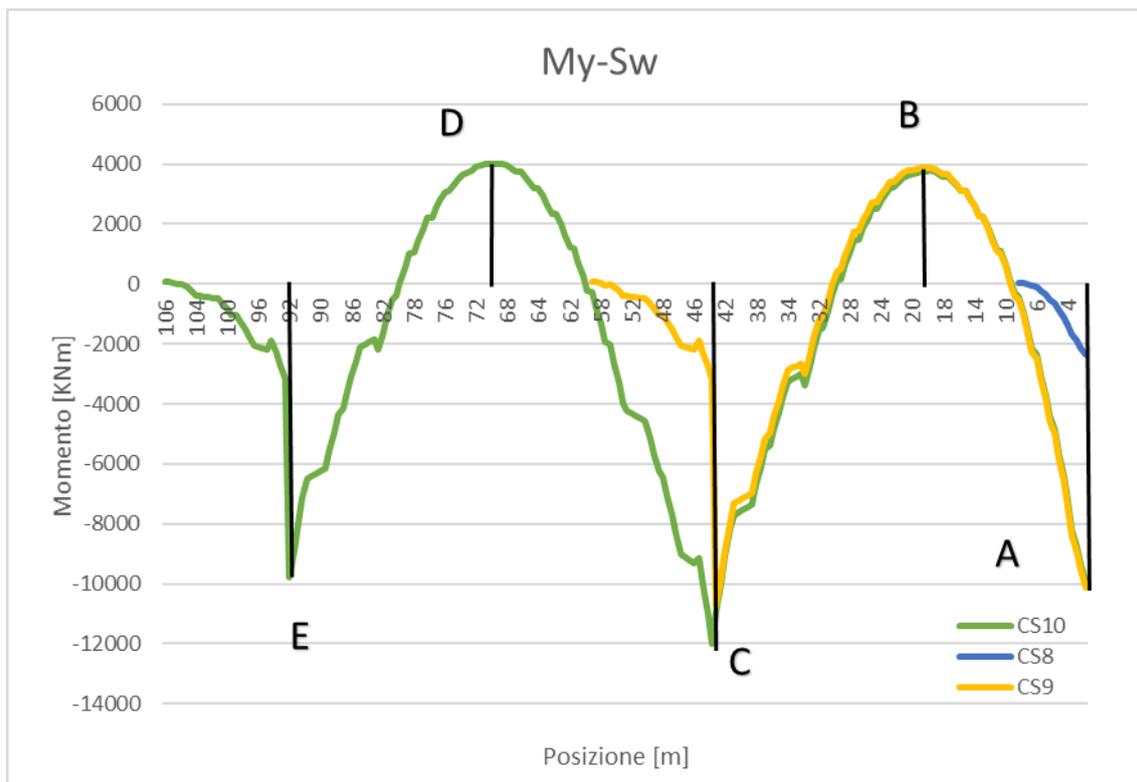


Figura 93: Momento flettente dovuto al peso proprio

In tale grafico con la curva blu (CS8) si intende l'andamento del momento flettente dovuto al peso proprio nella prima fase in cui la struttura si comporta come mensola incastrata nella spalla e che quindi fa registrare il massimo valore di momento all'incastro pari a 2370 KNm (A).

Con la curva gialla (CS9) si rappresenta lo sviluppo del momento flettente una volta aggiunto il secondo getto (lungo 45 metri) ed è così possibile vedere come aumenti il valore del momento all'incastro (A) a causa dell'aumento del peso della struttura (raggiungendo un valore pari a 10136 KNm). In questa fase in campata (B) si genera un momento pari di circa 3800 KNm mentre sull'appoggio (C), in testa alla pila, si registra un valore di momento di circa 10700 KNm.

Passando alla curva verde (CS10) si giunge alla terza fase in cui lo schema statico cambia, aggiungendo un'ulteriore campata, e tutti i momenti subiscono delle nuove variazioni:

- il momento all'incastro rimane quasi invariato (A)
- in corrispondenza del primo appoggio (C) il valore di momento sale fino a raggiungere circa 11000 KNm
- sull'appoggio della nuova campata nasce un momento di oltre 9800 KNm (E)
- nella mezzera della seconda campata si ottiene un momento poco sotto i 4000 KNm (D)

Come detto in precedenza, al terzo giorno dal getto di calcestruzzo viene effettuata la prima tesatura dei cavi e questi generano sulla struttura degli effetti essenzialmente opposti a quelli generati dal peso proprio.

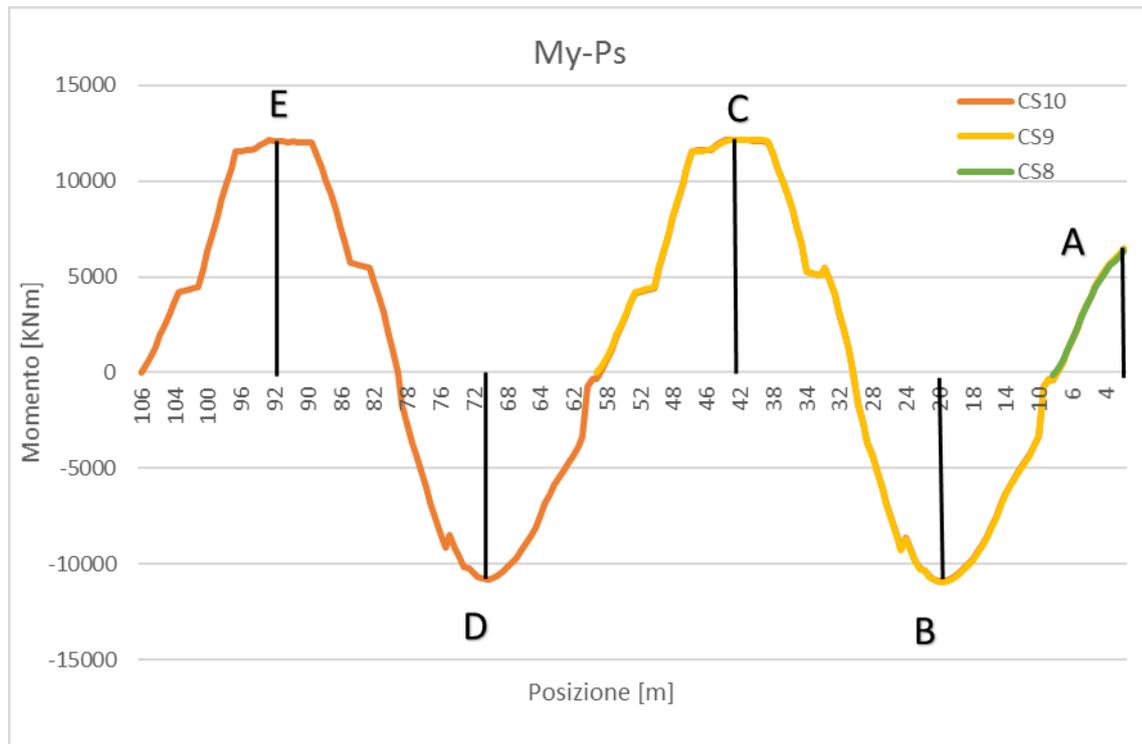


Figura 94: Momento flettente dovuto alla precompressione

Si nota che i momenti generati dalla tesatura dei cavi risultano essere opposti in segno a quelli generati dal peso proprio, infatti la tesatura comporta il sollevamento della struttura dal cassero in cui è stata costruita.

Nella prima fase (CS8) la tesatura riguarda la mensola ed i momenti risultano essere uguali ai due estremi dato che si è ipotizzata una tesatura da un lato solamente e tale valore ammonta in valore assoluto a quasi 6300 KNm (A).

Nella seconda fase (CS9) la tesatura dei cavi della seconda campata comporta un aumento del momento all'incastro, seppur contenuto, e l'insorgere di una distribuzione di momenti rappresentata dalla curva gialla con un valore in corrispondenza dell'appoggio di circa 12150 KNm (C).

Nella terza fase analizzata (CS10) rappresentata tramite la curva arancio è possibile notare come il momento all'incastro (A) risulti pressoché invariato mentre nasce una nuova distribuzione del momento nella nuova campata che come prevedibile ha lo stesso andamento della campata precedente, presentando solo dei valori differenti: 12000 KNm sul secondo appoggio (E), mentre sul primo appoggio (C) il valore rimane quasi invariato

Segue ora l'esame dell'andamento dello sforzo assiale generati sia dal peso proprio della struttura sia dalla tesatura delle barre d'acciaio.

Di seguito vengono riportati i diagrammi relativi all'andamento degli sforzi assiali che si generano ad ogni step:

- Diagramma relativo agli sforzi assiali generati dal peso proprio sulla struttura

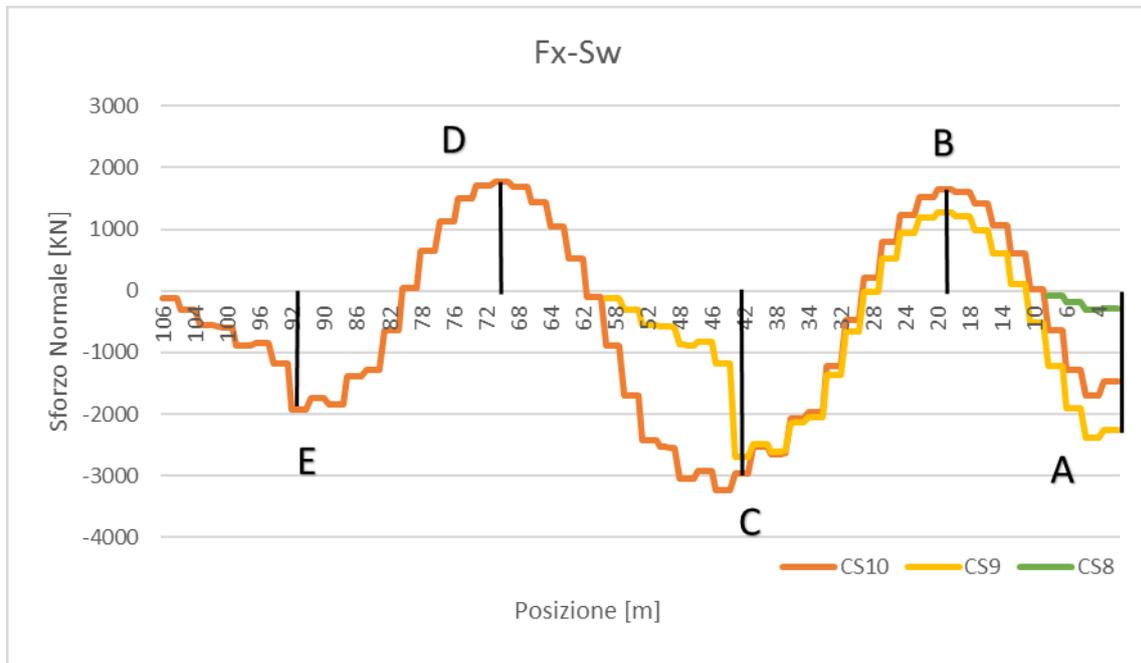


Figura 95: Sforzo normale dovuto al peso proprio

È possibile notare come nella prima fase (mensola) gli sforzi assiali risultino essere quasi nulli mentre con il progredire delle fasi essi aumentano in maniera considerevole. Di seguito viene riportato un quadro di sintesi nei punti salienti della struttura:

Punto	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]	E [kN]
CS8	-300	/	/	/	/
CS9	-2260	1280	-1170	/	/
CS10	-1470	1640	-3230	1780	-1920

Tabella 21: Valori sforzo normale nei punti di controllo

Dalla tabella riassuntiva precedente è possibile evidenziare come tale sforzo assiale non subisca eccessive variazioni se non in corrispondenza dell'appoggio E ove la variazione risulta essere di ben due ordini di grandezza.

Per quanto concerne gli sforzi assiali generati dalla tesatura delle barre ne viene diagrammato l'andamento di seguito:

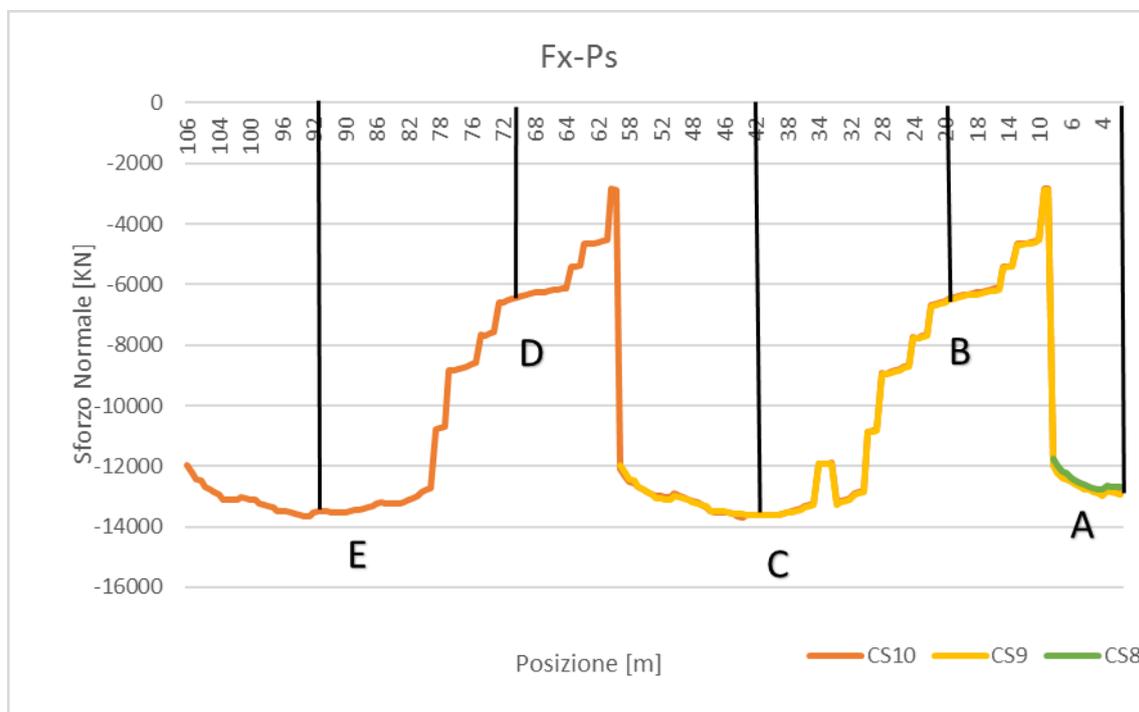


Figura 96: Sforzo normale dovuto alla precompressione

Anche in questo caso è possibile notare come l'andamento degli sforzi assiali sia simile per ogni campata. Le curve rappresentanti le varie fasi tendono a raggiungere gli stessi valori nei punti di controllo ed i valori vengono riportati nel seguente quadro riassuntivo:

Punto	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]	E [kN]
CS8	-12700	/	/	/	/
CS9	-12950	-6580	-13630	/	/
CS10	-12880	-6550	-13630	-6470	-13500

Tabella 22: Valori sforzo normale nei punti di controllo

Nel seguito vengono invece presentati i diagrammi relativi alle tensioni registrate all'estradosso e all'intradosso nelle tre fasi considerate, relativamente prima al peso proprio e dopo alla precompressione.

Come nei casi precedenti, i tre colori consentono di distinguere le diverse fasi e i valori delle tensioni nei punti di controllo sono sintetizzati nella tabella seguente.

A causa della ripetitività dello schema statico, sia lo stato di sollecitazione, sia lo stato tensionale presentano un andamento simile man mano che vengono realizzate le campate.

- Estradosso:

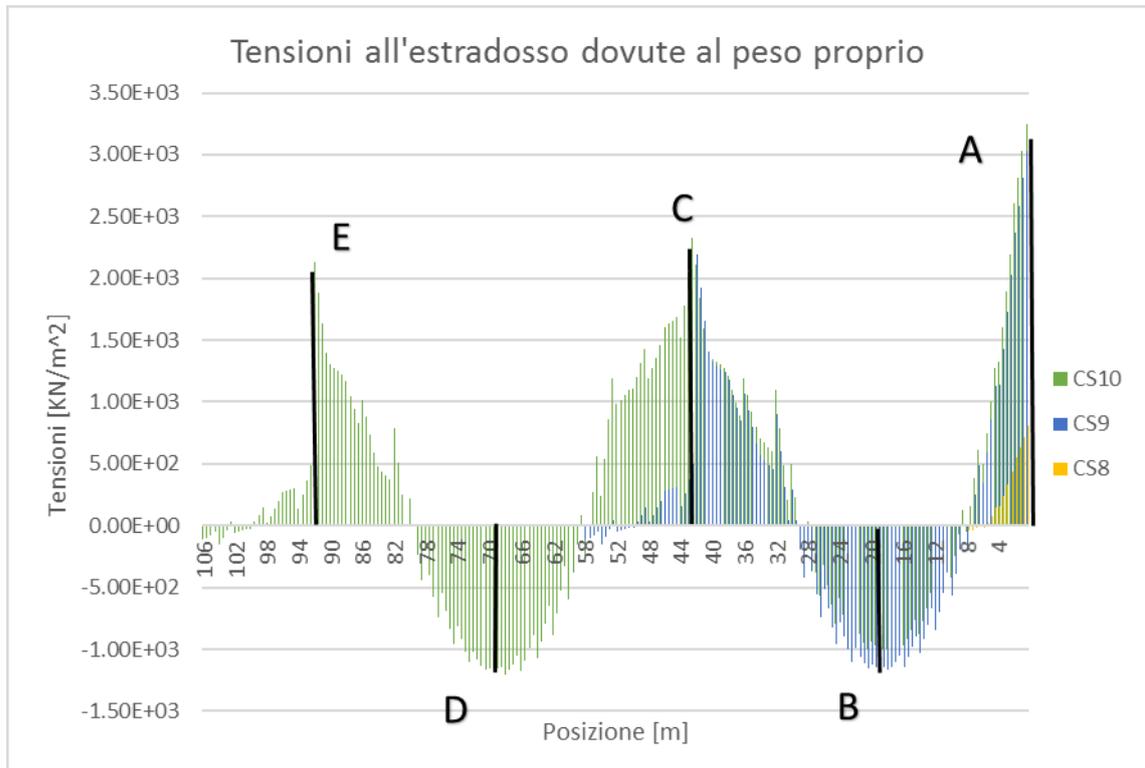


Figura 97: Tensioni all'estradosso dovute al peso proprio

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS8	8.04E+02	/	/	/	/
CS9	3.03E+03	-1.12E+03	2.19E+03	/	/
CS10	3.25E+03	-9.38E+02	2.11E+03	-1.16E+03	2.13E+03

Tabella 23: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo

All'estradosso è possibile notare come lo stato tensionale derivato dall'azione del peso proprio strutturale subisca incrementi sostanziali man mano che viene realizzata la struttura.

Di seguito le tensioni registrate all'estradosso a causa dell'applicazione della precompressione nella sezione:

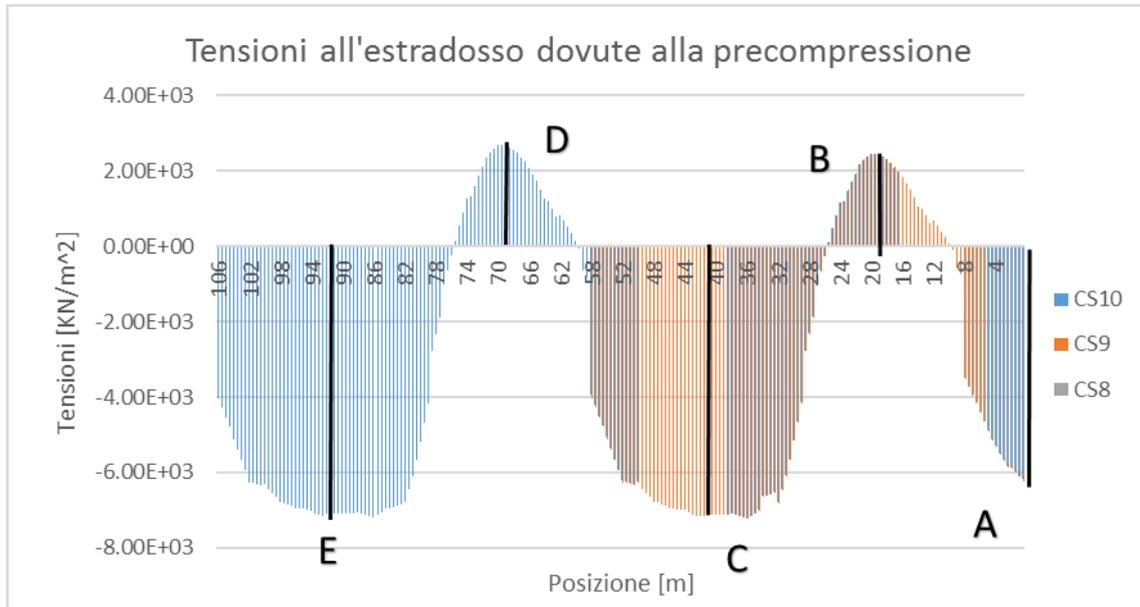


Figura 98: Tensioni all'estradosso dovute alla precompressione

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS8	-6.10E+03	/	/	/	/
CS9	-6.23E+03	2.45E+03	-7.00E+03	/	/
CS10	-6.19E+03	2.43E+03	-6.99E+03	2.67E+03	-7.10E+03

Tabella 24: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo

In questo caso, rispetto al precedente, è possibile notare come le tensioni che nascono a causa della precompressione non subiscano notevoli alterazioni man mano che gli impalcati vengono realizzati.

Questo è dovuto all'applicazione, fase dopo fase, della precompressione che riguarda però soltanto la nuova campata che viene realizzata, per questo motivo lo stato tensionale agente sulle altre campate rimane quasi invariato.

Di seguito vengono mostrati i grafici delle tensioni registrate all'intradosso:

- Intradosso:

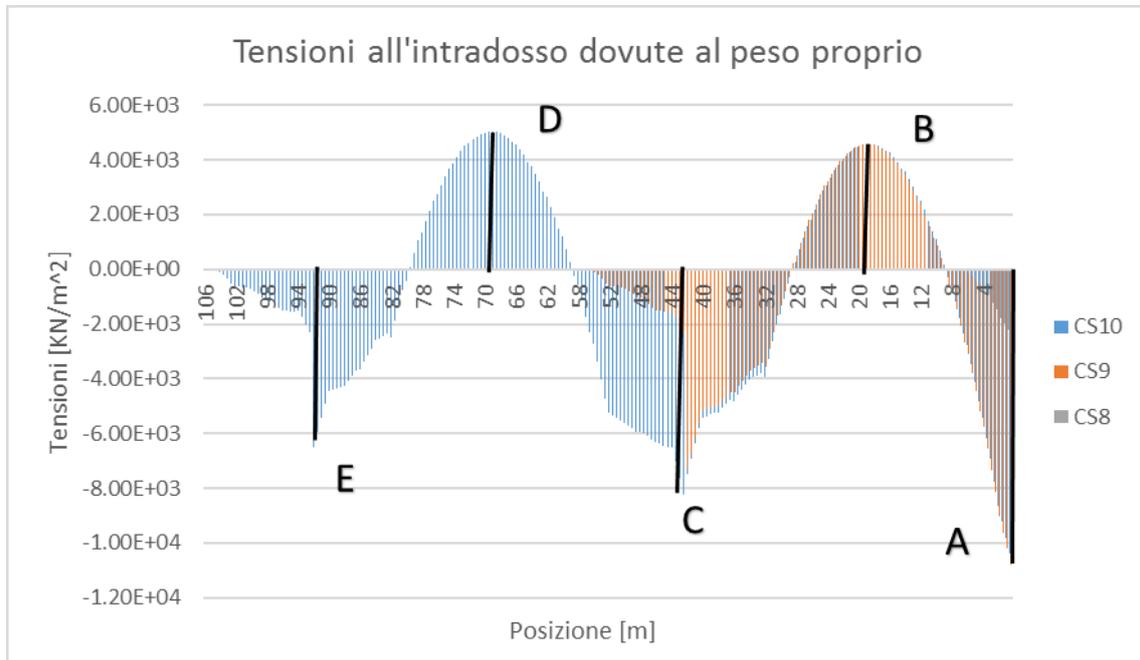


Figura 99: Tensioni all'intradosso dovute al peso proprio

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS8	-2.46E+03	/	/	/	/
CS9	-1.08E+04	4.52E+03	-1.49E+03	/	/
CS10	-1.04E+04	4.47E+03	-6.48E+03	5.00E+03	-6.49E+03

Tabella 25: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo :

Come nel caso precedente, le tensioni subiscono delle variazioni non indifferenti durante la realizzazione delle diverse campate per via dell'aggiunta di un elemento strutturale.

Notiamo inoltre che all'incastro le tensioni, raggiunto un valore di circa una decina di MPa, tendono poi a mantenere invariato tale valore.

Ciò sta a significare che man mano che gli elementi strutturali vengono aggiunti, lo stato tensionale sviluppa una certa "inerzia" nei confronti di ulteriori alterazioni dello stato tensionale.

Si riportano quindi le tensioni registrate a causa della precompressione:

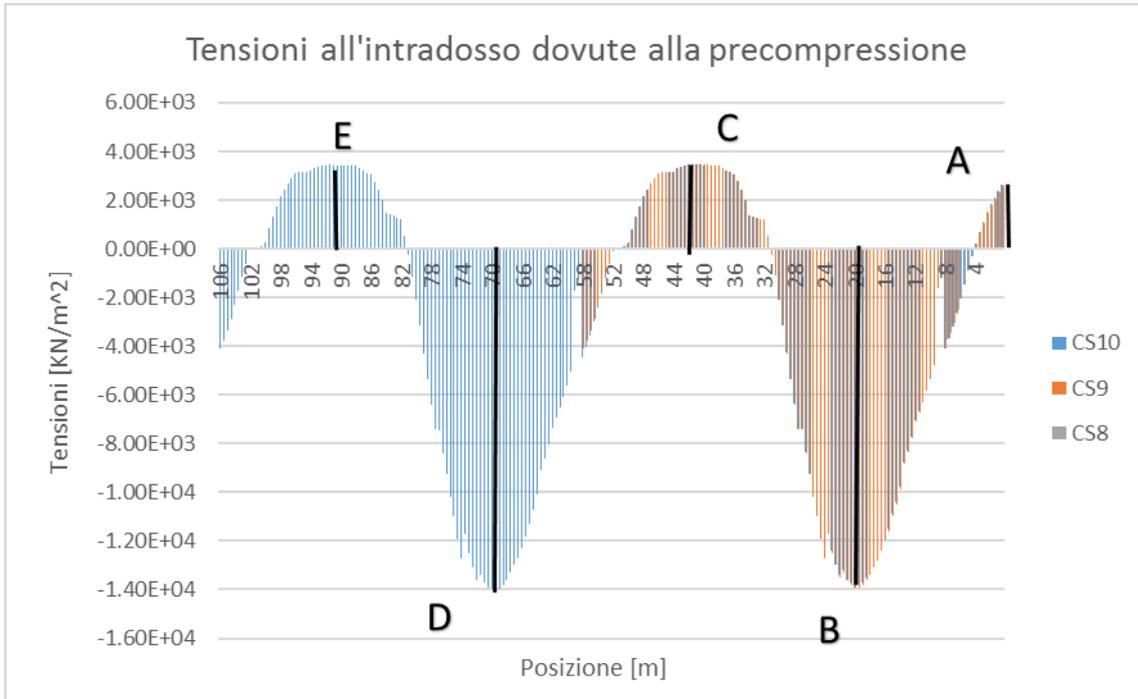


Figura 100: Tensioni all'intradosso dovute alla precompressione

Punto	A [ $\text{KN/m}^2$ ]	B [ $\text{KN/m}^2$ ]	C [ $\text{KN/m}^2$ ]	D [ $\text{KN/m}^2$ ]	E [ $\text{KN/m}^2$ ]
CS8	$2.56 \times 10^3$	/	/	/	/
CS9	$2.63 \times 10^3$	$-1.39 \times 10^4$	$3.18 \times 10^3$	/	/
CS10	$2.61 \times 10^3$	$-1.39 \times 10^4$	$3.18 \times 10^3$	$-1.40 \times 10^4$	$3.43 \times 10^3$

Tabella 26: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo

- Tensioni alla fibra baricentrica dovute al peso proprio:

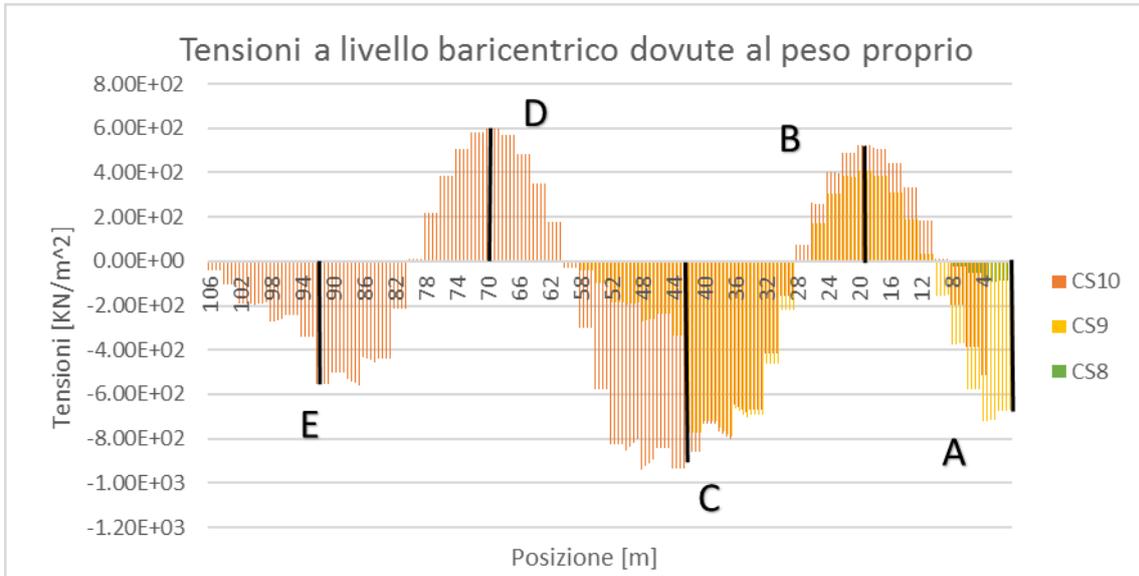


Figura 101: Tensioni a livello baricentrico dovute al peso proprio

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS8	-8.82E+01	/	/	/	/
CS9	-6.72E+02	4.09E+02	-3.38E+02	/	/
CS10	-4.38E+02	5.25E+02	-9.32E+02	5.99E+02	-5.53E+02

Tabella 27: Valori tensioni normali di compressione nei punti di controllo

- Tensioni a livello baricentrico dovute alla precompressione:

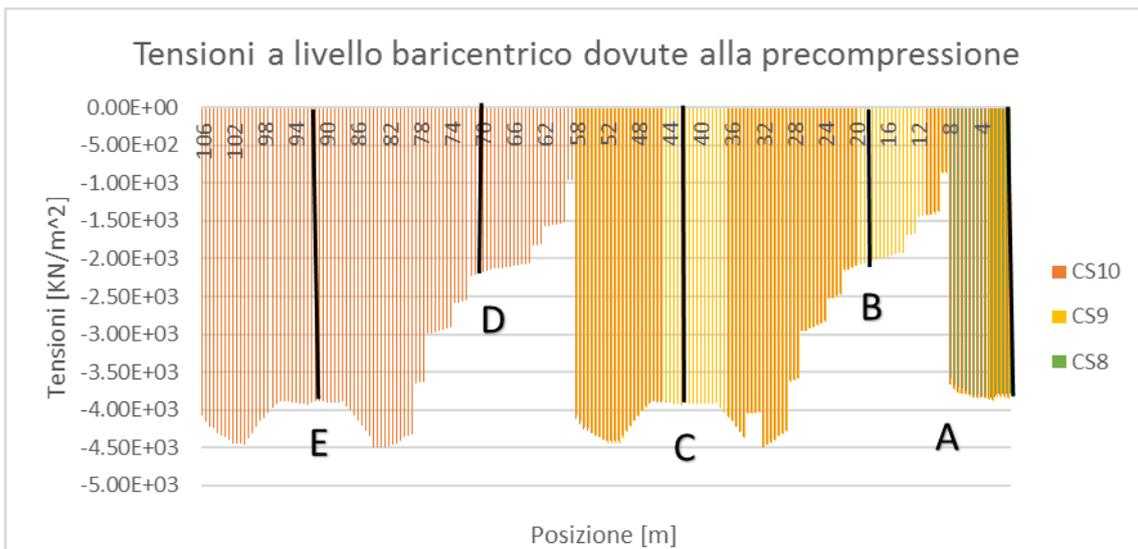


Figura 102: Tensioni a livello baricentrico dovute alla precompressione

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS8	-3.78E+03	/	/	/	/
CS9	-3.85E+03	-2.10E+03	-3.90E+03	/	/
CS10	-3.83E+03	-2.09E+03	-3.90E+03	-2.18E+03	-3.90E+03

Tabella 28: Valori tensioni normali nei punti di controllo

E' evidente come lo stato tensionale generato dalla precompressione risulti ben più intenso rispetto a quello generato dal peso proprio.

Infatti è proprio questo il principio su cui si basa la precompressione, generare uno stato tensionale assiale tale da mantenere più a lungo possibile la sezione in completa compressione sotto i carichi agenti al fine di evitare che la sezione stessa entri in trazione, condizione in cui il calcestruzzo smette di essere collaborante e la sezione si parzializza.

## CONCLUSIONI

Dai grafici precedentemente mostrati è ben evidente come la struttura sia molto robusta, infatti già solo soggetta al peso proprio la struttura registra dei valori di momento flettente altissimi.

Come se non bastasse la variabilità della sezione lungo lo sviluppo longitudinale, in particolare con rastremazioni spinte in prossimità delle pile, causa la nascita di sforzi di compressioni non indifferenti.

In questo caso nonostante quindi un andamento rettilineo del profilo dell'impalcato nascono sollecitazioni molto rilevanti alle quali però la precompressione prevista dal progettista risulta essere ben più che sufficiente per accogliere tali sforzi.

Infatti guardando alle tensioni registrate all'estradosso e all'intradosso è possibile vedere come addirittura la precompressione, se considerata da sola, generi sforzi di trazione in corrispondenza delle pile.

Questo serve a sottolineare come la notevole quantità di barre da precompressione con andamento articolato, ideato da Zorzi, lavorino bene non solo con i carichi permanenti ma risultano ben predisposti anche ad accogliere i carichi variabili che durante la vita utile la struttura si troverà a fronteggiare.

Il comportamento complessivo della struttura risulta quindi buono, con tutte le fibre che complessivamente, senza considerare gli effetti differiti nel tempo, risultano compresse.

## 4.9.2 Analisi viadotto in parallelo

In questo paragrafo verranno illustrati i diagrammi relativi all'analisi per fasi del Viadotto Sabbione, analizzato con cronoprogramma in parallelo e facendo riferimento alla normativa dell'epoca.

Le prime tre fasi costruttive di seguito riportate, mettono in risalto lo sforzo normale ed il momento flettente generato dal peso proprio e dalla prima tesatura delle barre di armatura.

Ricordiamo infatti che la realizzazione degli implacati prevede una durata totale di 10 giorni, durante i quali vengono applicate le precompressioni delle barre di armatura (3° giorno).

Il singolo getto consta di circa 300 metri cubi di calcestruzzo, dei quali si iniziano a valutare i fenomeni di ritiro e fluage a partire dal terzo giorno.

Il peso proprio agente sulla struttura già realizzata comporta la nascita di sforzi normali e momenti flettenti che la tesatura delle barre mira a non solo eguagliarne il valore ma anche a superarlo al fine di portare gratuitamente il peso proprio e far sì che la struttura inizi a lavorare solo sotto i carichi accidentali, quali il carico veicolare.

Come è stato possibile intuire dallo sviluppo dello schema statico descritto nel paragrafo 4.7, la struttura man mano che viene realizzata presenta una certa costanza e prevedibilità nella variazione delle grandezze analizzate.

Per questo motivo di seguito, per evitare di essere prolissi e ripetitivi, si mostrano soltanto le prime tre fasi costruttive.

In particolare, confrontando anche tra di loro i viadotti è possibile individuare tutta una serie di comportamenti comuni che rendono le due opere praticamente identiche in termini di risultati ottenuti.

A tal proposito per una maggiore comprensione dei grafici si premette che nell'asse delle ordinate sono espresse le quantità valutate mentre nell'asse delle ascisse viene rappresentato lo sviluppo longitudinale la quale numerazione segue esattamente quella dei nodi presenti nella struttura.

Oltre all'andamento complessivo siamo quindi interessati alla valutazione delle grandezze in taluni punti di confronto che corrispondono ai nodi 138 (testa seconda pila), 149 (mezzeria seconda campata), 161 (testa prima pila), 173 (mezzeria prima campata), 182 (spalla lato Fossano) i quali verranno messi in evidenza tramite opportuni segmenti verticali.

Il primo diagramma che viene valutato è relativo al momento flettente generato dal peso proprio della struttura al procedere delle prime tre fasi:

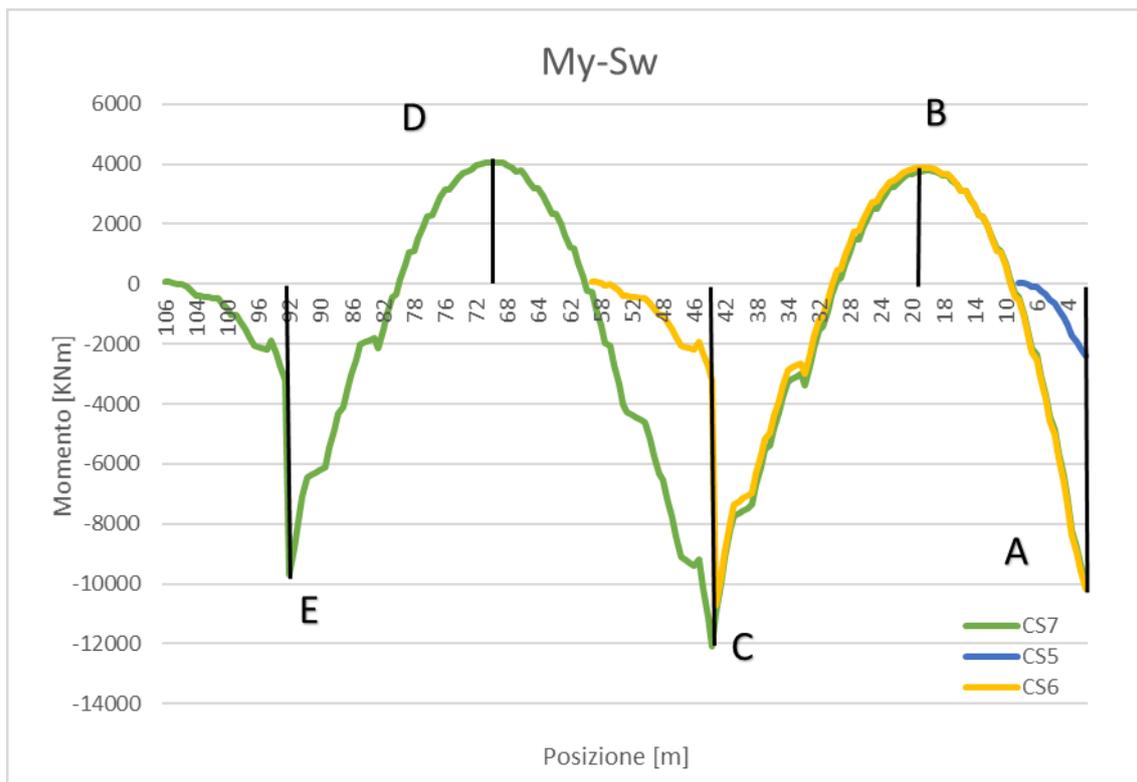


Figura 103: Momento flettente dovuto al peso proprio

in tale grafico con la curva blu (CS5) si intende l'andamento del momento flettente dovuto al peso proprio nella prima fase in cui la struttura si comporta come mensola incastrata e che quindi fa registrare il massimo valore di momento all'incastro che risulta essere di circa 2380 KNm (A).

Con la curva gialla (CS6) si rappresenta invece lo sviluppo del momento flettente una volta aggiunto il primo tratto di 45 metri ed è così possibile vedere come aumenti il valore del momento all'incastro (A) a causa dell'aumento del peso della struttura che raggiunge un valore pari a 10501 KNm. In questa fase in campata (B) si genera un momento pari di circa 3800 KNm mentre sull'appoggio (C), in testa alla pila, si registra un valore di momento di circa 10700 KNm.

Passando alla curva verde (CS7) si giunge alla terza fase in cui lo schema statico varia, aggiungendo un'ulteriore campata, e tutti i momenti subiscono delle variazioni a causa dell'aggiunta di questo ulteriore parte di impalcato:

- il momento all'incastro rimane quasi invariato (A)
- in corrispondenza del primo appoggio (C) il valore di momento sale fino a raggiungere circa 10800 KNm
- sull'appoggio della nuova campata nasce un momento di oltre 9700 KNm (E)
- nella mezzera della seconda campata si ottiene un momento che supera di poco i 4000 KNm (D)

Al terzo giorno dal getto di calcestruzzo sulla struttura viene effettuata la prima tesatura dei cavi e questi generano sulla struttura degli effetti essenzialmente opposti a quelli generati dal peso proprio, vediamo nello specifico le entità dei momenti così generati:

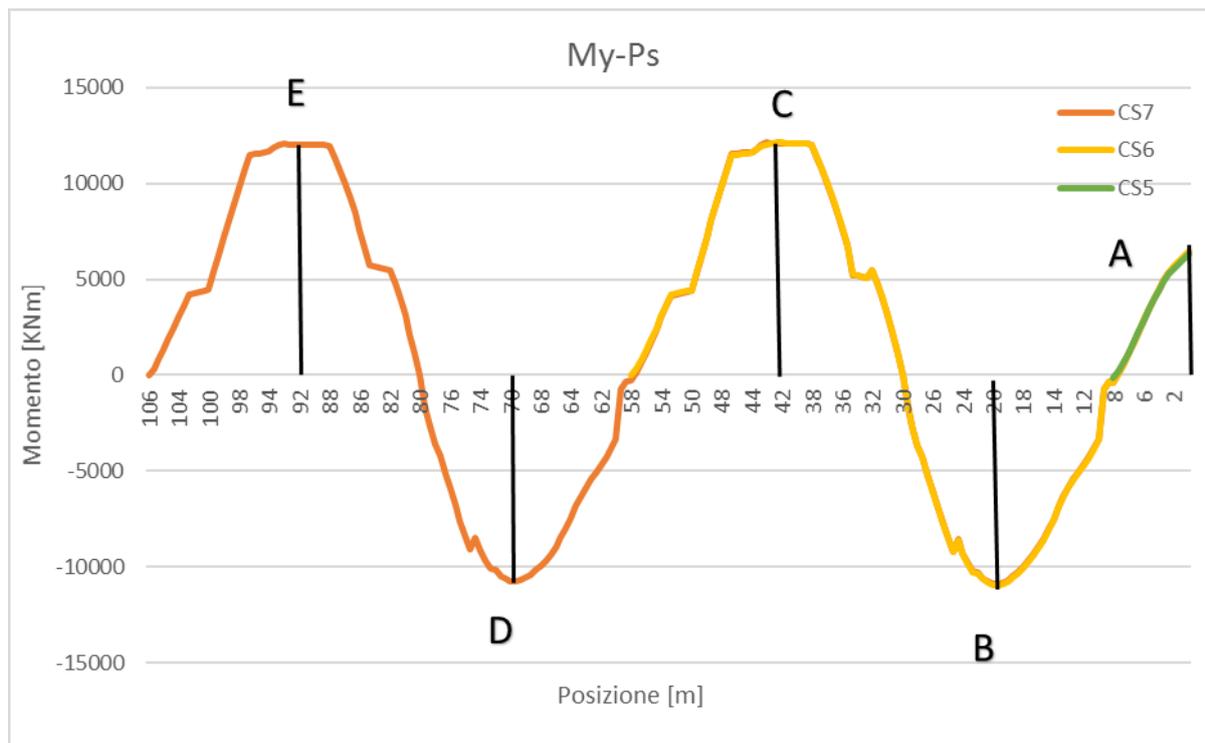


Figura 104: Momento flettente dovuto alla precompressione

Notiamo come i momenti generati dalla tesatura dei cavi risultano infatti essere opposti in segno a quelli generati dal peso proprio, infatti la tesatura comporta il sollevamento della struttura dallo stesso cassero in cui è stata costruita.

Nella prima fase (CS5) la tesatura riguarda la mensola ed i momenti risultano essere uguali ai due estremi dato che si è ipotizzata una tesatura da entrambi i lati e tale valore ammonta in valore assoluto a quasi 6320 kNm (A).

Nella seconda fase (CS6) la tesatura dei cavi della seconda campata comporta un aumento del momento all'incastro, seppur contenuto, e naturalmente l'insorgere di una distribuzione di momenti rappresentata dalla curva gialla con un valore in corrispondenza dell'appoggio di circa 12100 kNm (C).

Nella terza fase analizzata (CS7) rappresentata tramite la curva arancio è possibile notare come il momento all'incastro (A) risulti pressoché invariato mentre nasce una nuova distribuzione del momento nella nuova campata che come prevedibile ha lo stesso andamento della campata precedente, presentando solo dei valori differenti: 12000 kNm sul secondo appoggio (E), mentre sul primo appoggio (C) il valore rimane quasi invariato.

Un altro aspetto da sottolineare nello studio delle fasi costruttive dell'opera sono gli stati di sforzo assiale generati sia dal peso proprio della struttura sia dalla tesatura delle barre d'acciaio.

Di seguito vengono riportati i diagrammi relativi all'andamento degli sforzi assiali che si generano in maniera sequenziale ad ogni step:

- Diagramma relativo agli sforzi assiali generati dal peso proprio sulla struttura

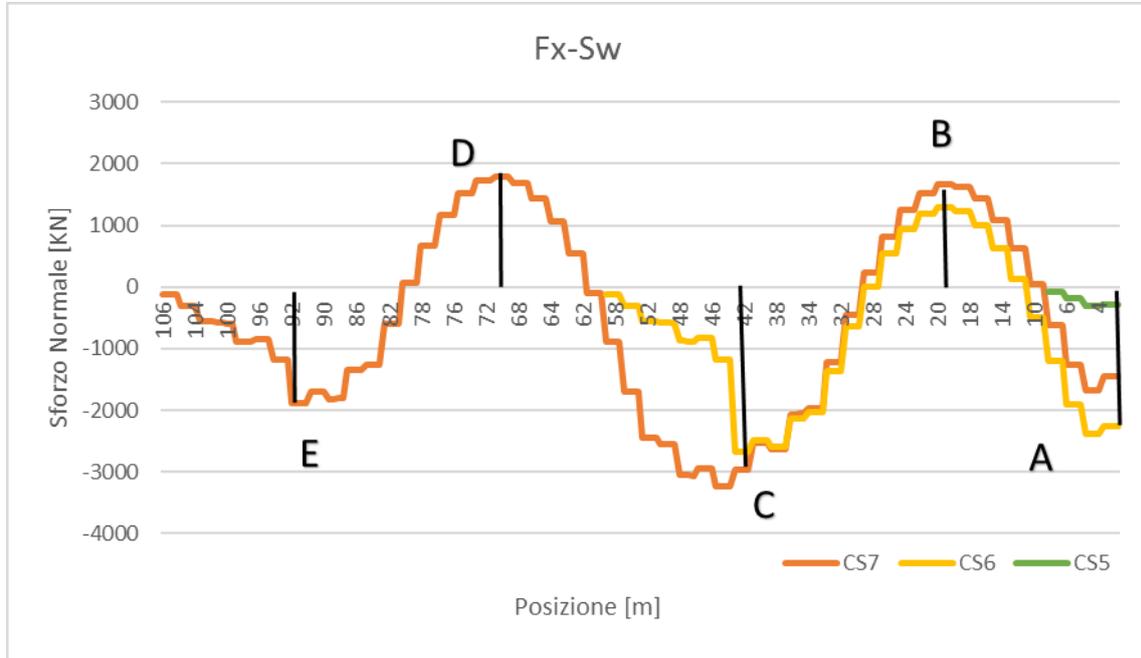


Figura 105: Sforzo normale dovuto al peso proprio

È possibile notare come nella prima fase (mensola) gli sforzi assiali risultino essere quasi nulli mentre con il progredire delle fasi essi aumentano in maniera considerevole. Di seguito viene riportato un quadro di sintesi nei punti salienti della struttura:

Punto	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]	E [kN]
CS5	-300	/	/	/	/
CS6	-2250	1290	-2680	/	/
CS7	-1450	1650	-2960	1790	-1890

Tabella 29: Valori sforzo normale nei punti di controllo

Dalla tabella riassuntiva precedente è possibile evidenziare come tale sforzo assiale non subisca eccessive variazioni se non in corrispondenza dell'appoggio E ove la variazione risulta essere di ben due ordini di grandezza.

Per quanto concerne gli sforzi assiali generati dalla tesatura delle barre ne viene diagrammato l'andamento di seguito:

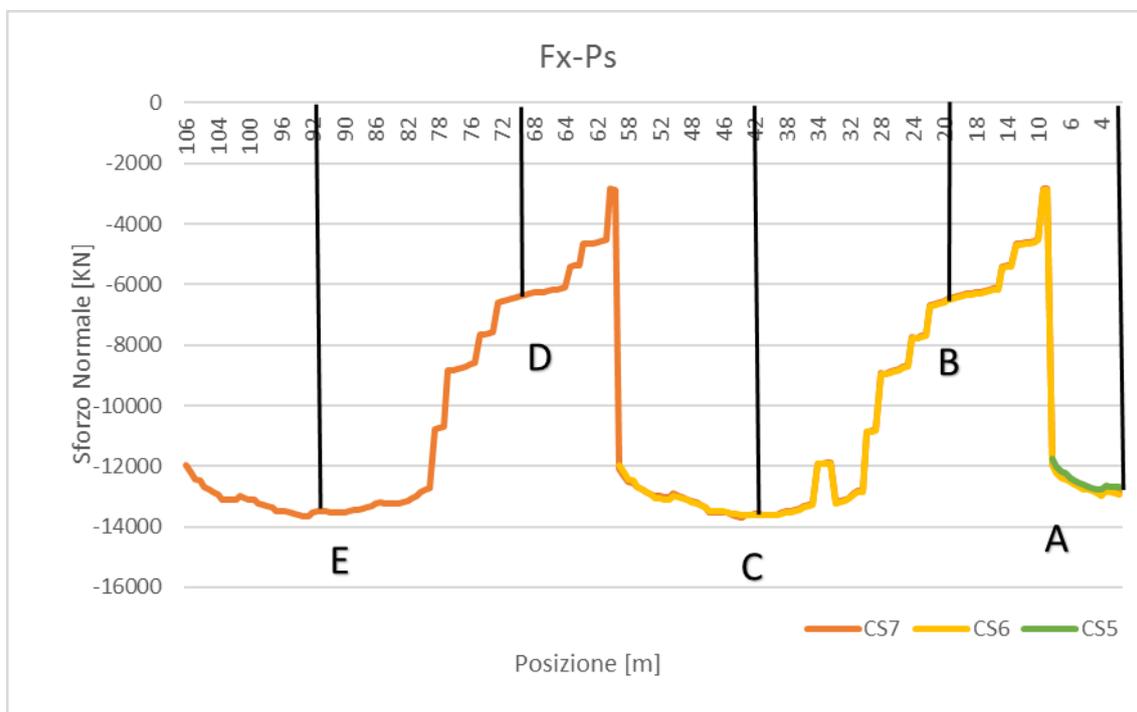


Figura 1063: Sforzo normale dovuto alla precompressione

Anche in questo caso è possibile notare come l'andamento degli sforzi assiali sia simile per ogni campata. Le curve rappresentanti le varie fasi tendono a raggiungere gli stessi valori nei punti di controllo ed i valori vengono riportati nel seguente quadro riassuntivo:

Punto	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]	E [kN]
CS5	-12700	/	/	/	/
CS6	-12900	-6580	-13600	/	/
CS7	-12890	-6550	-13600	-6470	-13500

Tabella 30: Valori sforzo normale nei punti di controllo

Nel seguito vengono invece presentati i diagrammi relativi alle tensioni registrate all'estradosso e all'intradosso nelle tre fasi considerate, relativamente prima al peso proprio e dopo alla precompressione.

Come nei casi precedenti, i tre colori consentono di distinguere le diverse fasi e i valori delle tensioni nei punti di controllo sono sintetizzati nella tabella seguente.

Come ampiamente descritto, per via della ripetitività dello schema statico, sia lo stato di sollecitazione, sia lo stato tensionale presentano un andamento simile man mano che vengono realizzate le campate.

- Estradosso:

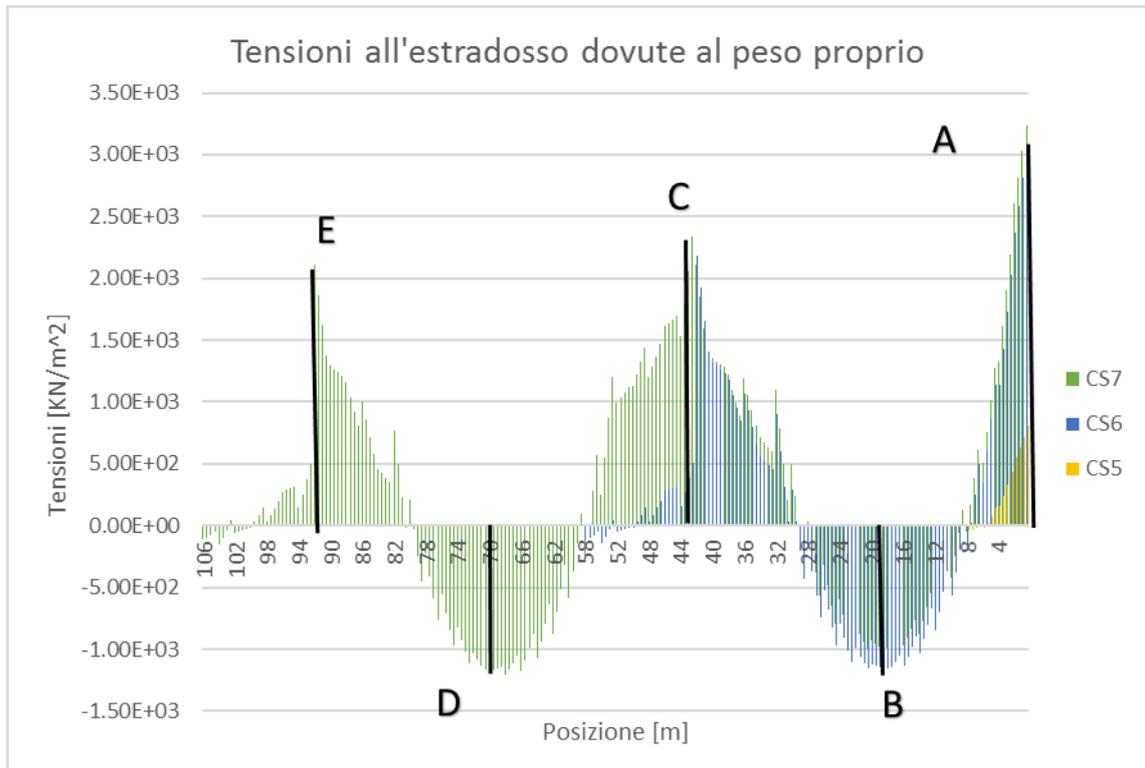


Figura 140: Tensioni all'estradosso dovute al peso proprio

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS5	8.04E+02	/	/	/	/
CS6	3.03E+03	-1.12E+03	2.18E+03	/	/
CS7	3.24E+03	-9.33E+02	2.11E+03	-1.16E+03	2.11E+03

Tabella 31: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo

All'estradosso è possibile notare come lo stato tensionale derivato dall'azione del peso proprio strutturale subisca incrementi sostanziali man mano che viene realizzata la struttura.

Di seguito le tensioni registrate all'estradosso a causa dell'applicazione della precompressione nella sezione:

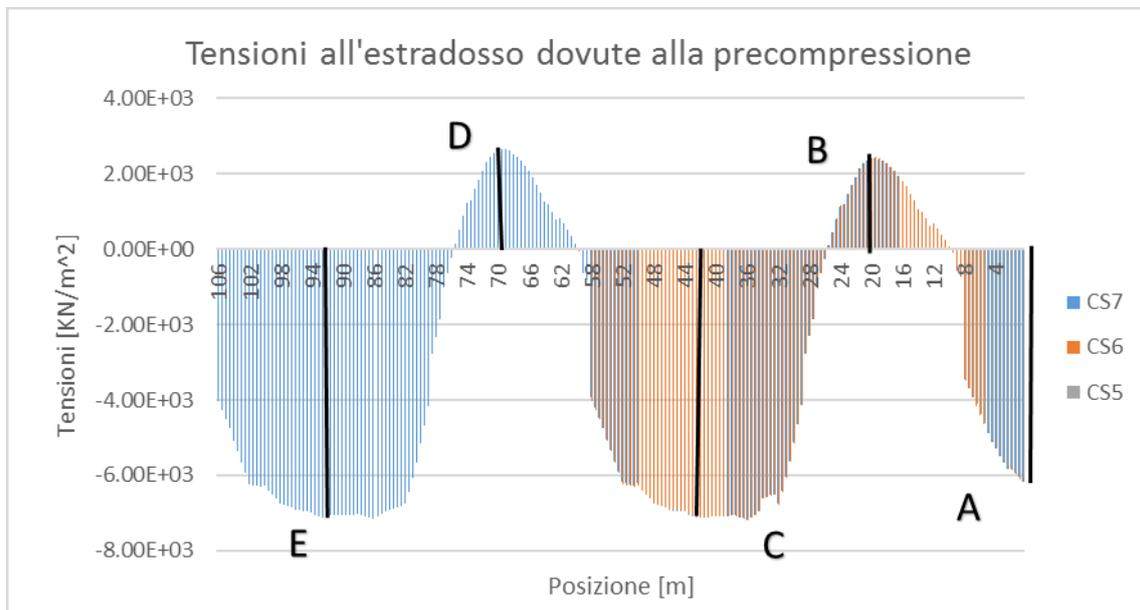


Figura 107: Tensioni all'estradosso dovute alla precompressione

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS5	-6.08E+03	/	/	/	/
CS6	-6.19E+03	2.42E+03	-7.12E+03	/	/
CS7	-6.16E+03	2.41E+03	-7.11E+03	2.64E+03	-7.06E+03

Tabella 32: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo

In questo caso, rispetto al precedente, è possibile notare come le tensioni che nascono a causa della precompressione non subiscano notevoli alterazioni man mano che gli impalcati vengono realizzati.

Questo è dovuto all'applicazione, fase dopo fase, della precompressione che riguarda però soltanto la nuova campata che viene realizzata, per questo motivo lo stato tensionale agente sulle altre campate rimane quasi invariato.

Di seguito vengono mostrati i grafici delle tensioni registrate all'intradosso:

- Intradosso:

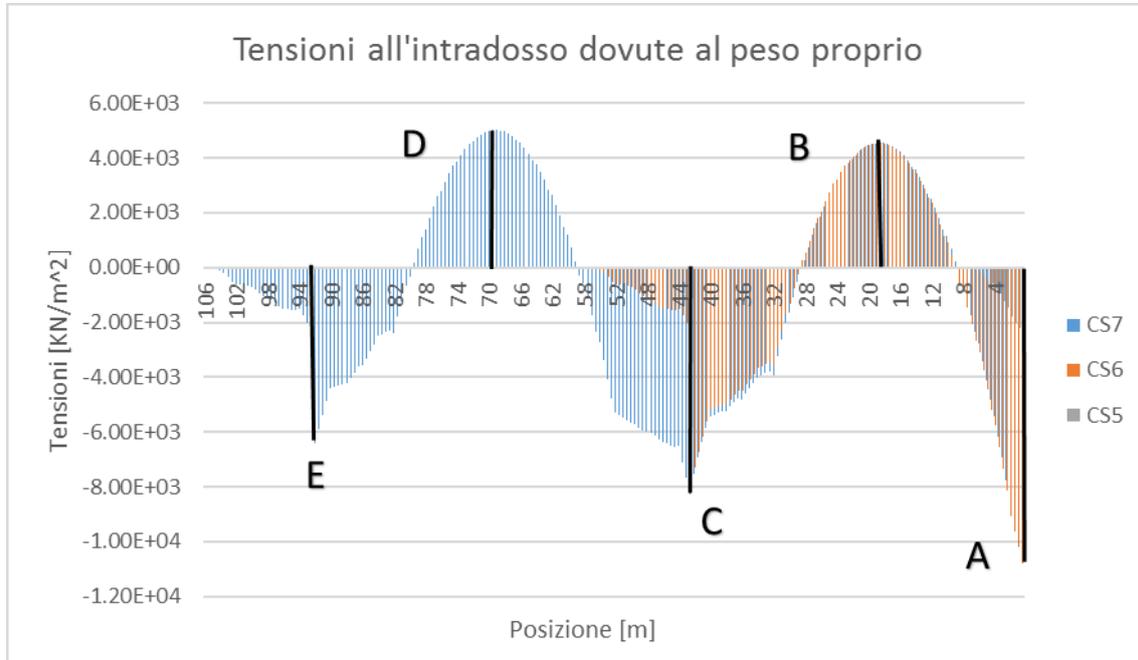


Figura 108: Tensioni all'intradosso dovute al peso proprio

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS5	-2.47E+03	/	/	/	/
CS6	-1.08E+04	4.49E+03	-7.29E+03	/	/
CS7	-1.04E+04	4.45E+03	-7.51E+03	4.99E+03	-6.43E+03

Tabella 33: Valori tensiosi all'intradosso nei punti di controllo :

Come nel caso precedente, le tensioni subiscono delle variazioni non indifferenti durante la realizzazione delle diverse campate per via dell'aggiunta di un elemento strutturale decisamente non indifferente in termini di peso.

Notiamo inoltre che all'incastro le tensioni, raggiunto un valore di circa una decina di MPa, tendono poi a mantenere invariato tale valore.

Ciò sta a significare che man mano che gli elementi strutturali vengono aggiunti, lo stato tensionale sviluppa una certa "inerzia" nei confronti di ulteriori alterazioni dello stato tensionale.

Si esaminano di seguito le tensioni registrate a causa della precompressione:

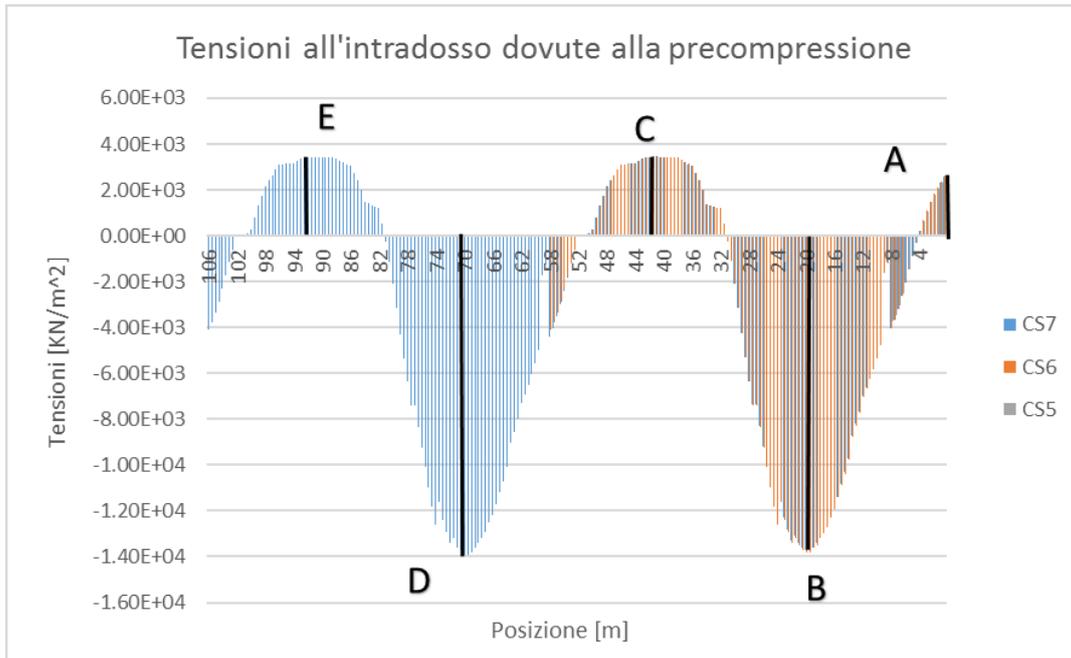


Figura 109: Tensioni all'intradosso dovute alla precompressione

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS5	2.55E+03	/	/	/	/
CS6	2.61E+03	-1.38E+04	3.44E+03	/	/
CS7	2.60E+03	-1.37E+04	3.44E+03	-1.39E+04	3.42E+03

Tabella 34: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo

- Tensioni a livello baricentrico dovute al peso proprio:

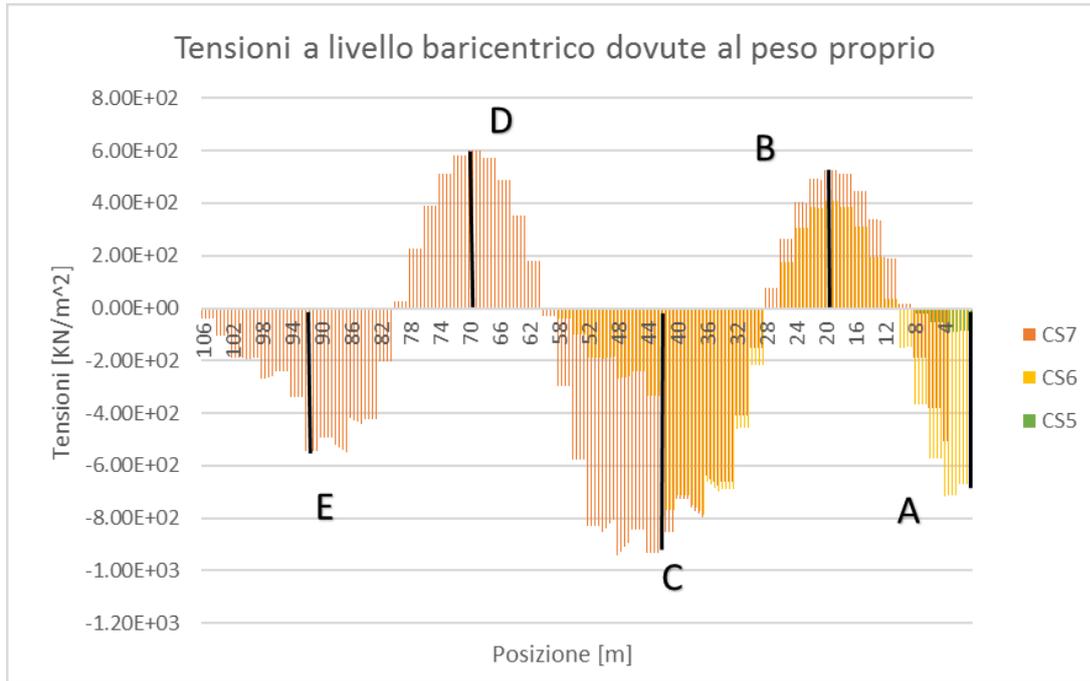


Figura 110: Tensioni a livello baricentrico dovute al peso proprio

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS5	-8.80E+01	/	/	/	/
CS6	-6.69E+02	4.11E+02	-7.70E+02	/	/
CS7	-4.31E+02	5.28E+02	-8.52E+02	6.03E+02	-5.44E+02

Tabella 35: Valori tensioni normali di compressione nei punti di controllo

- Tensioni a livello baricentrico dovute alla precompressione:

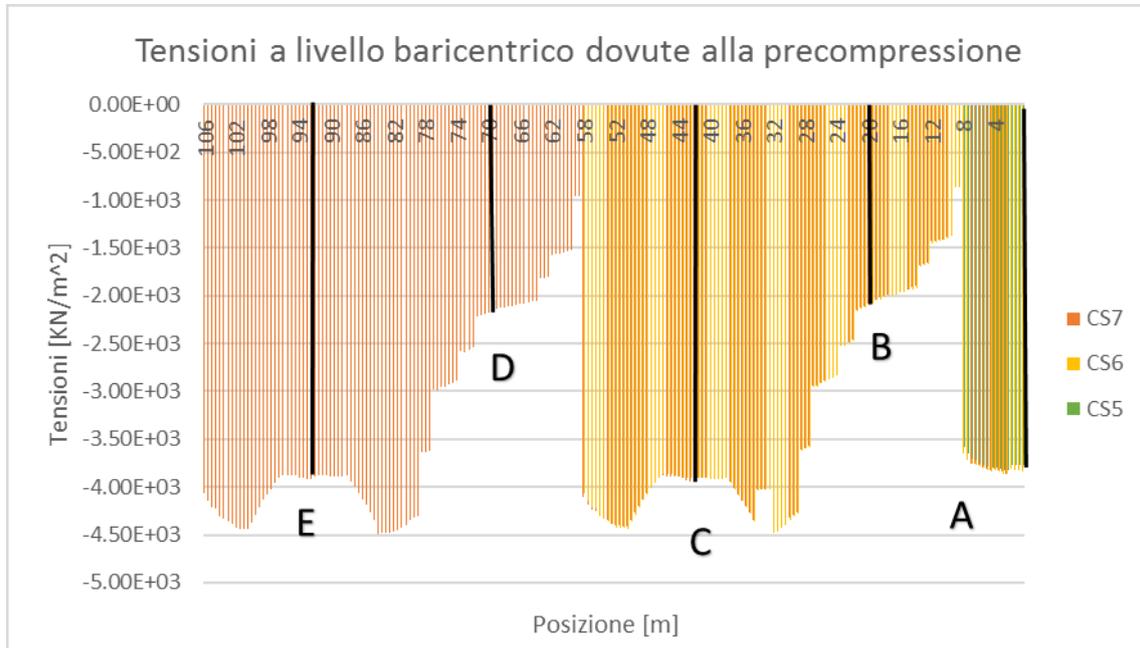


Figura 111: Tensioni a livello baricentrico dovute alla precompressione

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS5	-3.77E+03	/	/	/	/
CS6	-3.84E+03	-2.10E+03	-3.92E+03	/	/
CS7	-3.82E+03	-2.09E+03	-3.91E+03	-2.18E+03	-3.89E+03

Tabella 36: Valori tensioni normali nei punti di controllo

In questo caso è evidente come lo stato tensionale generato dalla precompressione risulti ben più intenso rispetto a quello generato dal peso proprio.

Infatti è proprio questo il principio su cui si basa la precompressione, generare uno stato tensionale assiale tale da mantenere più a lungo possibile la sezione in completa compressione sotto i carichi agenti al fine di evitare che la sezione stessa entri in trazione, condizione in cui il calcestruzzo smette di essere collaborante e la sezione si parzializza.

## CONCLUSIONI

Dai grafici precedentemente mostrati è ben evidente come la struttura sia molto robusta, infatti già solo soggetta al peso proprio la struttura registra dei valori di momento flettente altissimi.

Come se non bastasse la variabilità della sezione lungo lo sviluppo longitudinale, in particolare con rastremazioni spinte in prossimità delle pile, causa la nascita di sforzi di compressioni non indifferenti.

In questo caso nonostante quindi un andamento rettilineo del profilo dell'impalcato nascono sollecitazioni molto rilevanti alle quali però la precompressione prevista dal progettista risulta essere ben più che sufficiente per accogliere tali sforzi.

Infatti guardando alle tensioni registrate all'estradosso e all'intradosso è possibile vedere come addirittura la precompressione, se considerata da sola, generi sforzi di trazione in corrispondenza delle pile.

Questo serve a sottolineare come la notevole quantità di barre da precompressione con andamento articolato, ideato da Zorzi, lavorino bene non solo con i carichi permanenti ma risultano ben predisposti anche ad accogliere i carichi variabili che durante la vita utile la struttura si troverà a fronteggiare.

Il comportamento complessivo della struttura risulta quindi buono, con tutte le fibre che complessivamente, senza considerare gli effetti differiti nel tempo, risultano compresse.

#### **4.10 Risultati ottenuti dall'analisi a fasi ottenuti sovrapponendo peso proprio, precompressione, ritiro e fluage**

In questo paragrafo verranno illustrati i diagrammi relativi all'analisi per fasi del Viadotto Sabbione, analizzato con cronoprogramma in serie ed in parallelo facendo riferimento a tutte le sollecitazioni agenti e ai fenomeni differiti nel tempo.

Le prime tre fasi costruttive di seguito riportate, mettono in risalto lo sforzo normale ed il momento flettente considerando la totalità delle sollecitazioni presenti, ovvero peso proprio, tensione delle armature da precompressione ed i fenomeni differiti nel tempo: creep, ritiro e variazione del modulo elastico nel tempo.

Considerando tutti i fattori contemporaneamente siamo in grado di valutare come le tempistiche differenti dei due diversi cronoprogrammi incidano nello sviluppo delle sollecitazioni.

Se infatti prima tutto risultava congruente nelle due casistiche, adesso si riscontreranno delle sottili differenze dovute proprio alle diverse età delle varie componenti strutturali.

Oltre all'andamento complessivo siamo quindi interessati alla valutazione delle grandezze in taluni punti di confronto che corrispondono ai nodi 138 (testa seconda pila), 149 (mezzeria seconda campata), 161 (testa prima pila), 173 (mezzeria prima campata), 182 (spalla lato Fossano) i quali verranno messi in evidenza tramite opportuni segmenti verticali.

Nel seguito i diagrammi relativi ai due cronoprogrammi verranno presentati, a differenza dei paragrafi precedenti, insieme. In questo modo risulterà più veloce il confronto delle stesse grandezze ma registrate sotto due profili costruttivi differenti.

La prima coppia di diagrammi riguarda il momento flettente registrato nelle prime tre fasi costruttive rispettivamente nel cronoprogramma in serie e successivamente in parallelo:

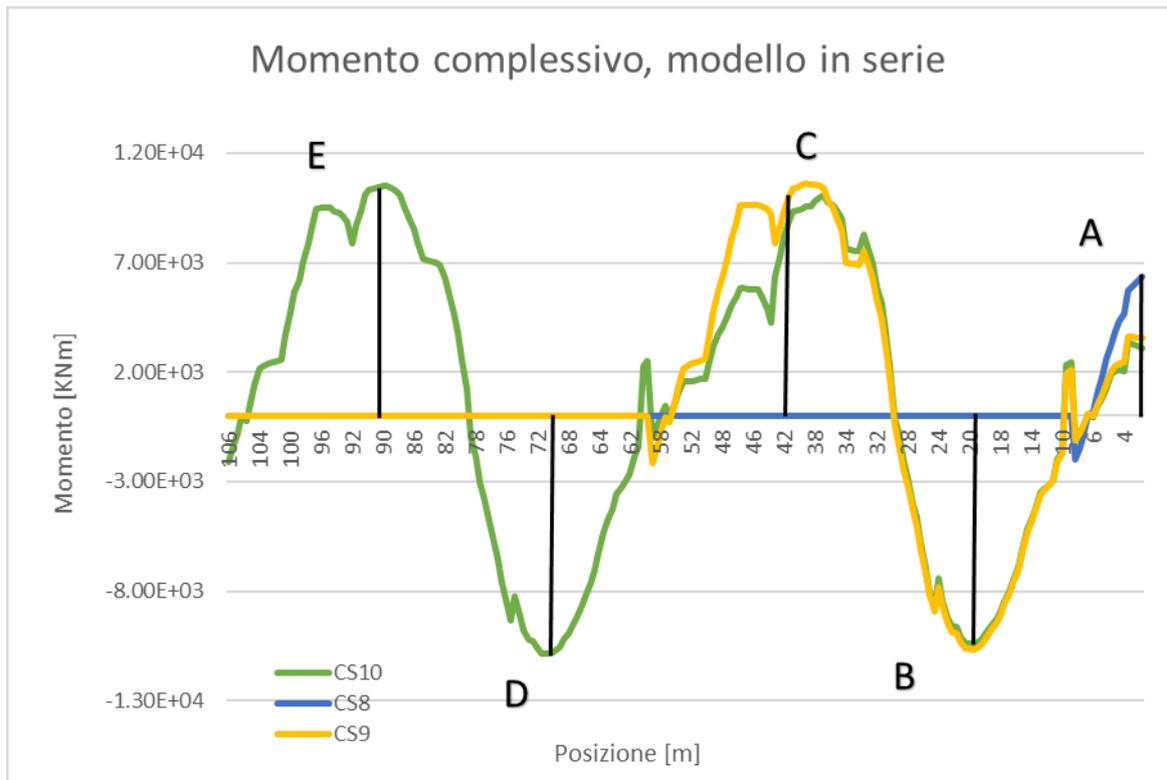


Figura 112: Momento flettente compressivo cronoprogramma in serie

in tale grafico con la curva blu (CS8) si intende l'andamento del momento flettente nella prima fase in cui la struttura si comporta come mensola incastrata e che quindi fa registrare il massimo valore di momento all'incastro che risulta essere di circa 6350 KNm (A).

Con la curva gialla (CS9) si rappresenta invece lo sviluppo del momento flettente una volta aggiunto il primo tratto di 45 metri ed è così possibile vedere come aumenti il valore del momento all'incastro (A) a causa dell'aumento del peso della struttura che raggiunge un valore pari a 5530 KNm. In questa fase in campata (B) si genera un momento pari di circa -10000 KNm mentre sull'appoggio (C), in testa alla pila, si registra un valore di momento di circa 7800 KNm.

Passando alla curva verde (CS10) si giunge alla terza fase in cui lo schema statico varia, aggiungendo un'ulteriore campata, e tutti i momenti subiscono delle variazioni a causa dell'aggiunta di questo ulteriore parte di impalcato:

- il momento all'incastro diminuisce a 3080 KNm
- in corrispondenza del primo appoggio (C) il valore di momento sale fino a raggiungere circa 6380 KNm
- sull'appoggio della nuova campata nasce un momento di oltre 7800 KNm (E)
- nella mezzera della seconda campata si ottiene un momento che supera di poco i 10000 KNm (D)

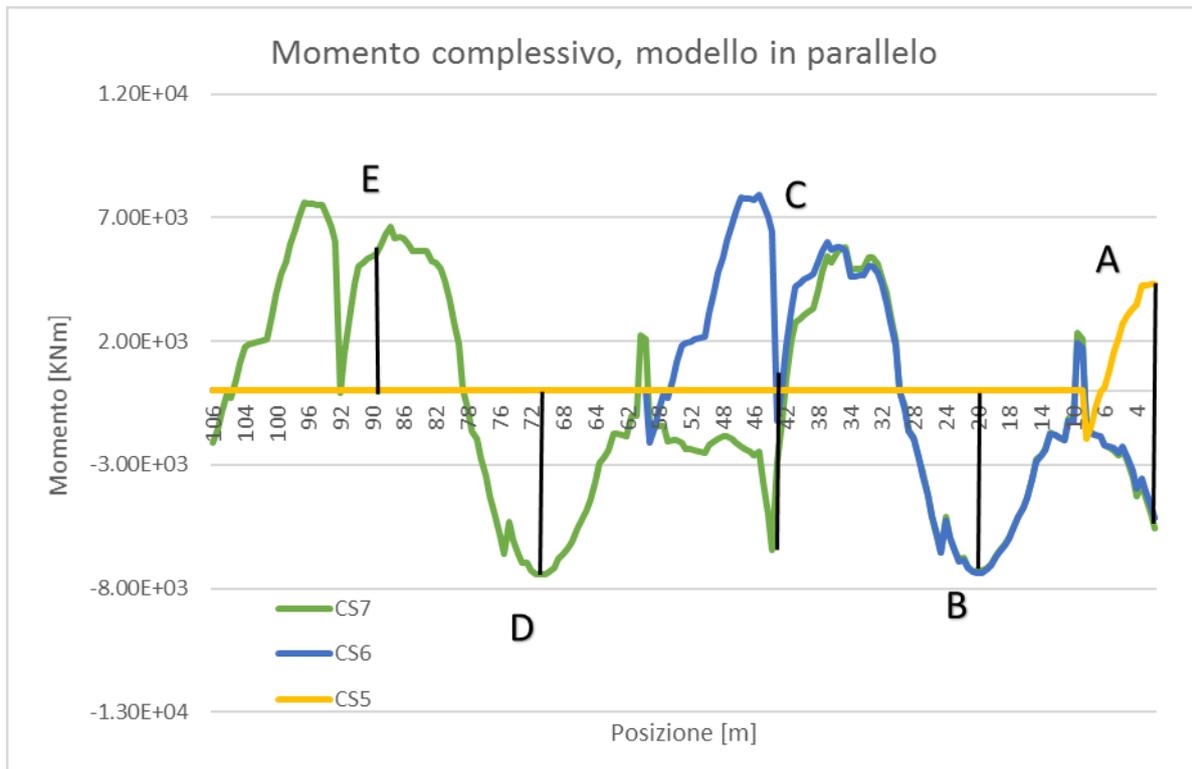


Figura 113: Momento flettente complessivo cronoprogramma in parallelo

Notiamo come i momenti che nascono usando il cronoprogramma in parallelo risultano lievemente differenti per via dell'ingresso in gioco delle caratteristiche differite nel tempo che a causa di una diversa tempistica realizzativa incidono diversamente rispetto al caso precedente.

Punto	A [KNm]	B [KNm]	C [KNm]	D [KNm]	E [KNm]
CS5	-4300	/	/	/	/
CS6	-5200	7350	-1220	/	/
CS7	-5500	7290	-2870	7440	-7700

Si riportano di seguito i diagrammi di sforzo normale durante le tre fasi costruttive a causa delle differenti tempistiche realizzative.

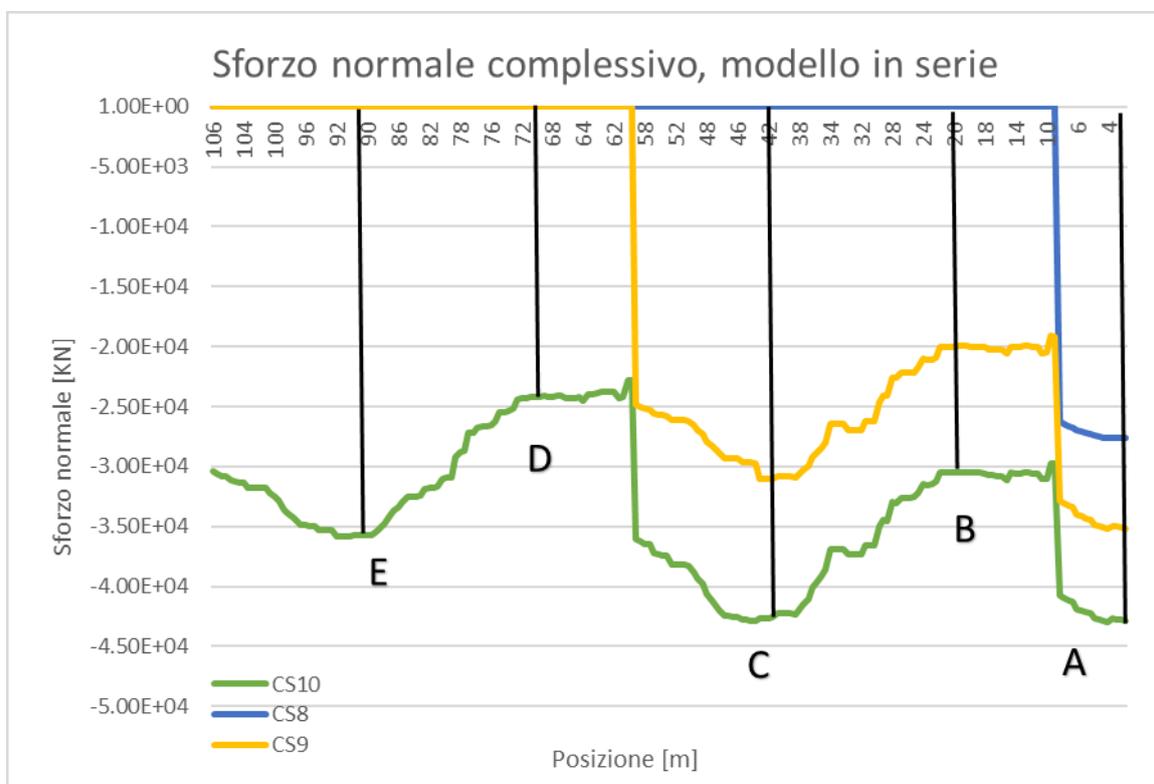


Figura 114: Sforzo normale compressivo cronoprogramma in serie

È possibile notare come dalla prima fase alla terza lo sforzo normale registrato sulla struttura risulta in costante aumento.

Nella seguente tabella si riportano i valori relativi ai punti di riferimento:

Punto	A [KN]	B [KN]	C [KN]	D [KN]	E [KN]
CS8	-27700	/	/	/	/
CS9	-35150	-20000	-29000	/	/
CS10	-42900	-30000	-42000	-24000	-35900

Tabella 37: Valori sforzo normale nei punti di controllo

Di seguito lo sforzo normale registrato nel cronoprogramma in parallelo:

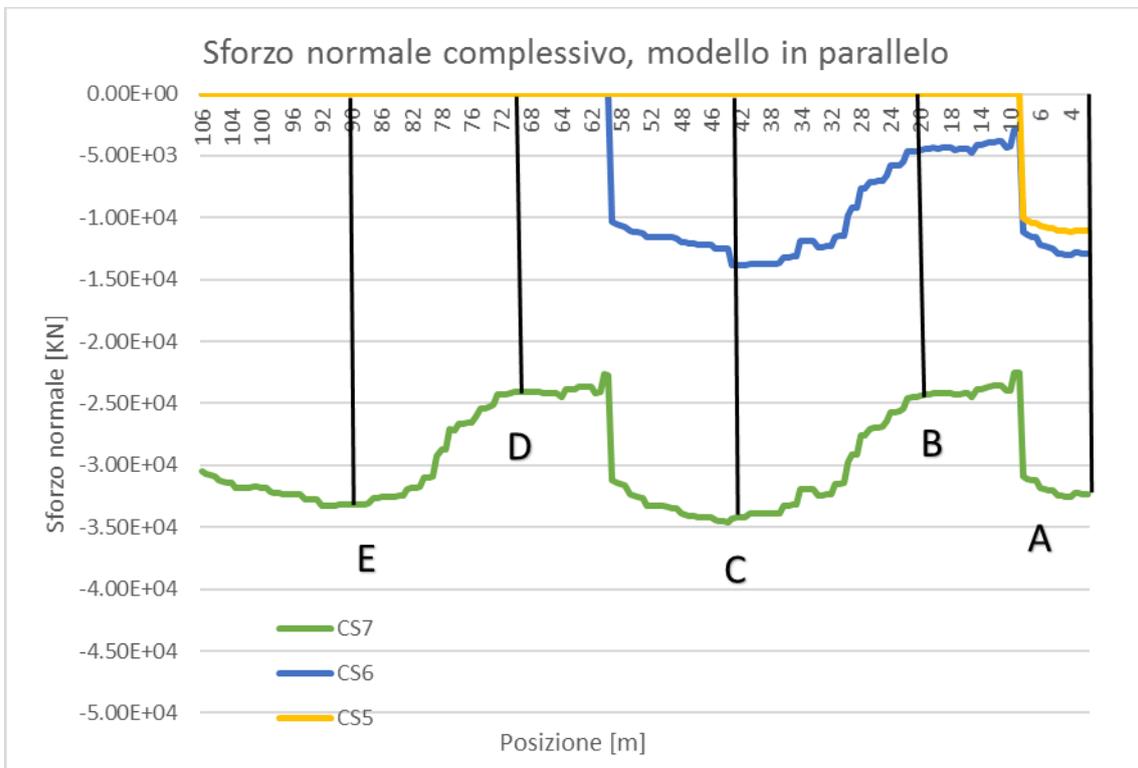


Figura 115: Sforzo normale compressivo cronoprogramma in parallelo

Punto	A [kN]	B [kN]	C [kN]	D [kN]	E [kN]
CS5	-11000	/	/	/	/
CS6	-12900	-4500	-13000	/	/
CS7	-32400	-24000	-34000	-24000	-33000

Tabella 38: Valori sforzo normale nei punti di controllo

Nel seguito vengono invece presentati i diagrammi relativi alle tensioni registrate all'estradosso e all'intradosso nelle tre fasi considerate.

- Estradosso in serie:

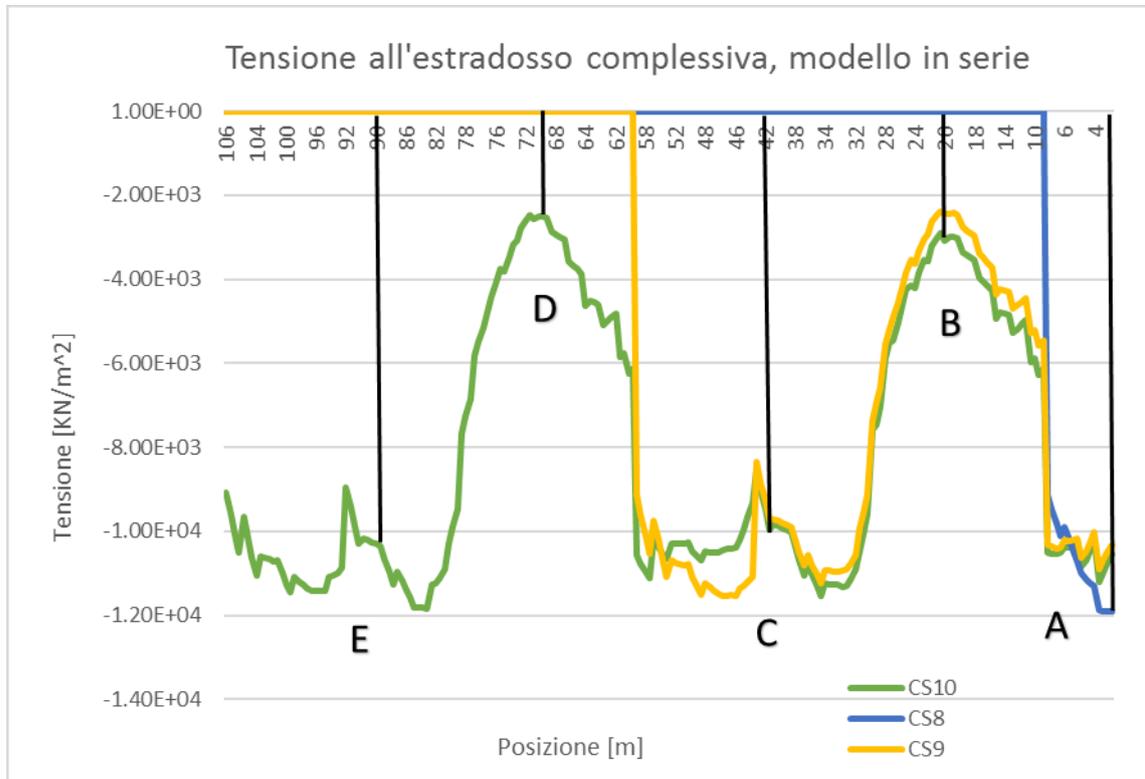


Figura 116: Tensioni all'estradosso compressive cronoprogramma in serie

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS8	-11896.6	/	/	/	/
CS9	-10310.5	-2431	-11345	/	/
CS10	-1.05E+04	-3.01E+03	-1.02E+04	-2.58E+03	-8.94E+03

Tabella 39: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo

- Estradosso in parallelo:

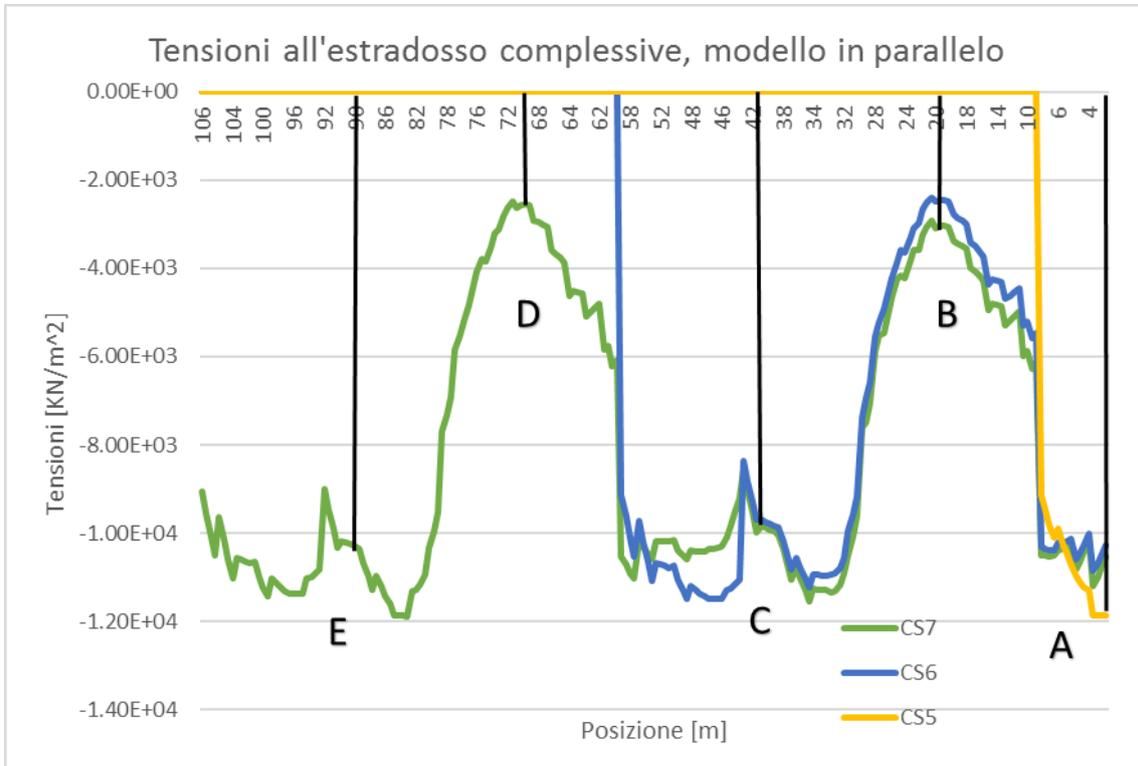


Figura 117: Tensioni all'estradosso compressive cronoprogramma in parallelo

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS5	-11871.1	/	/	/	/
CS6	-10268	-2499	-8369.1	/	/
CS7	-1.05E+04	-3.11E+03	-8.54E+03	-2.62E+03	-9.00E+03

Tabella 40: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo

Di seguito vengono mostrati i grafici delle tensioni registrate all'intradosso:

- Intradosso in serie

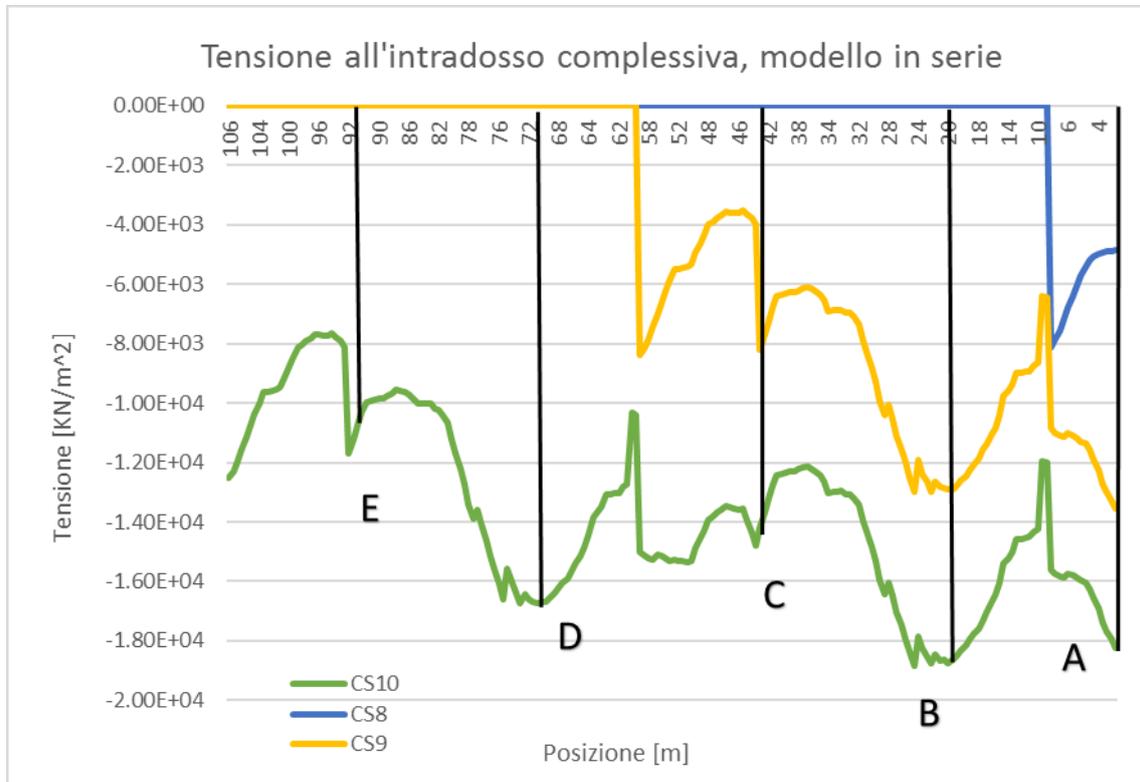


Figura 118: Tensioni all'intradosso compressive cronoprogramma in serie

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS8	-4862	/	/	/	/
CS9	-13557.5	-12886	-8202.5	/	/
CS10	-1.82E+04	-1.86E+04	-1.42E+04	-1.67E+04	-1.17E+04

Tabella 41: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo :

- Intradosso in parallelo:

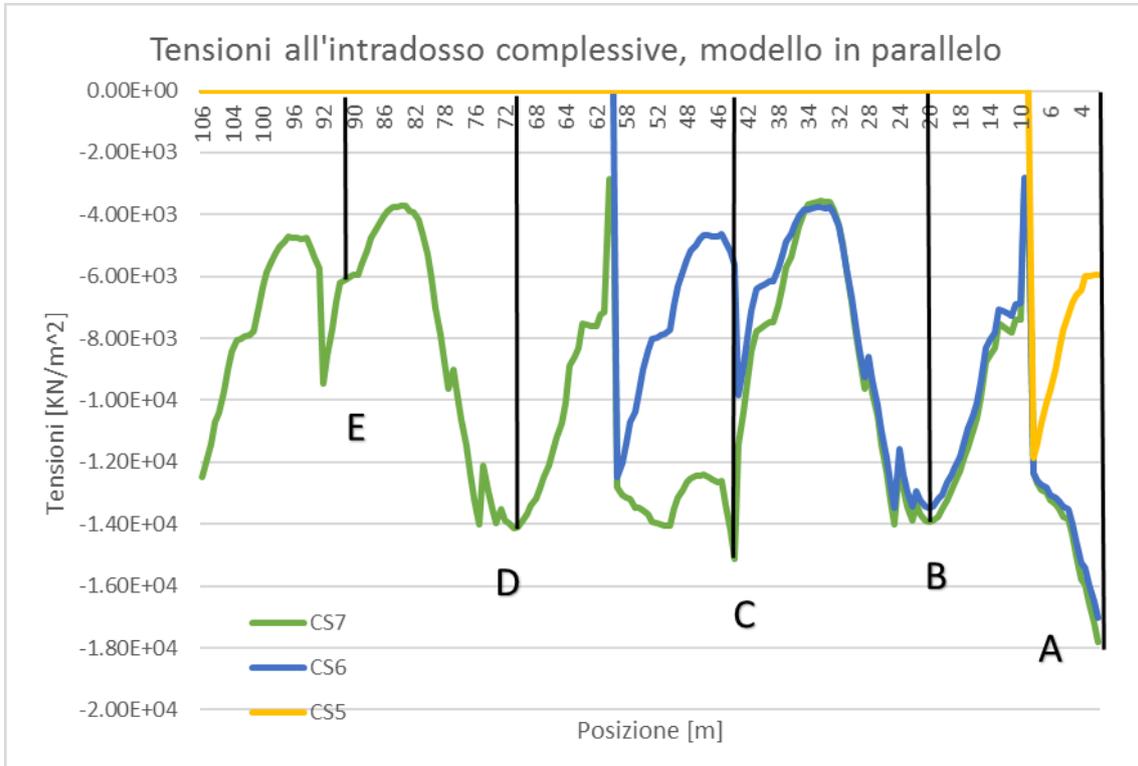


Figura 119: Tensioni all'intradosso compressive cronoprogramma in parallelo

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS5	-5967	/	/	/	/
CS6	-17042.5	-13471.7	-9843	/	/
CS7	-1.78E+04	-1.39E+04	-1.14E+04	-1.41E+04	-9.48E+03

Tabella 42: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo

Gli ultimi grafici presentati in questo paragrafo riguardano le tensioni normali registrati nei due differenti procedimenti costruttivi. Come fatto fin qui sarà presentato prima il caso con realizzazioni separate in sequenza, successivamente il caso con realizzazioni in contemporanea.

- Tensioni a livello della fibra baricentrica, cronoprogramma in serie:

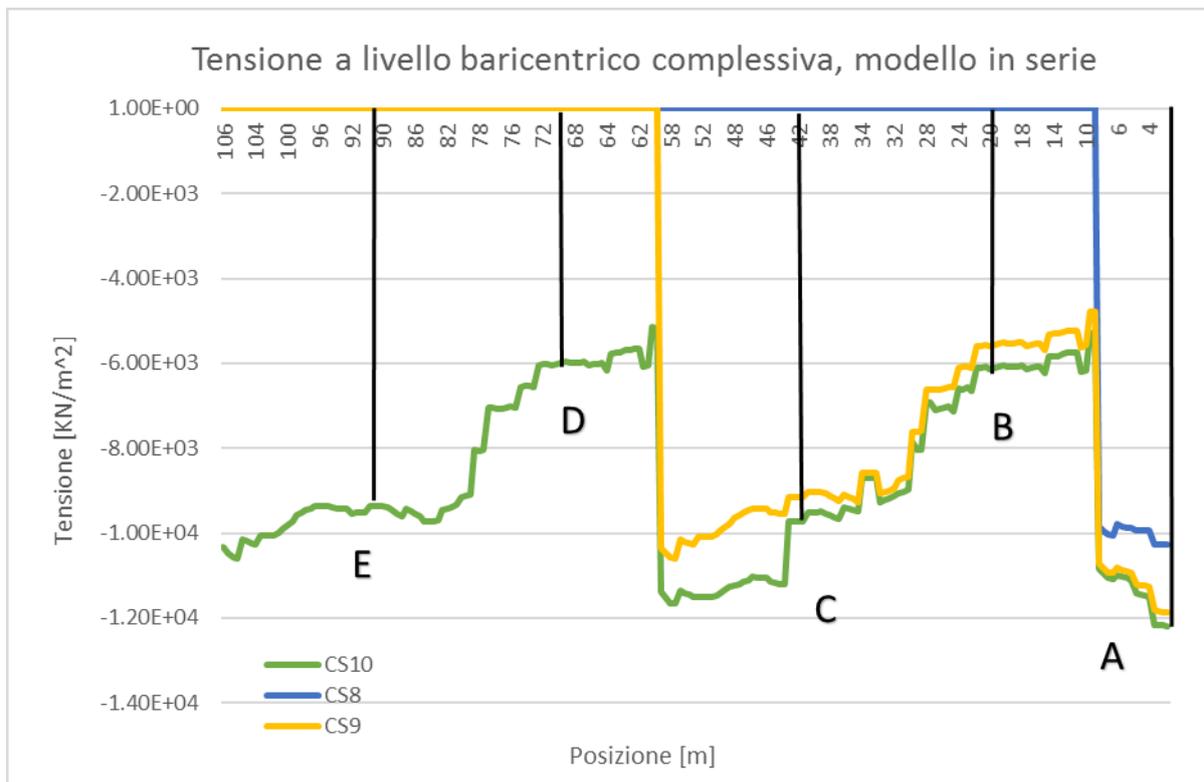


Figura 120: Tensioni a livello baricentrico compressive cronoprogramma in serie

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS8	-10266.5	/	/	/	/
CS9	-11859.2	-5560.7	-9147.7	/	/
CS10	-1.22E+04	-6.11E+03	-9.73E+03	-6.03E+03	-9.54E+03

Tabella 43: Valori tensioni normali di compressione nei punti di controllo

- Tensioni a livello baricentrico compressive, cronoprogramma in parallelo:

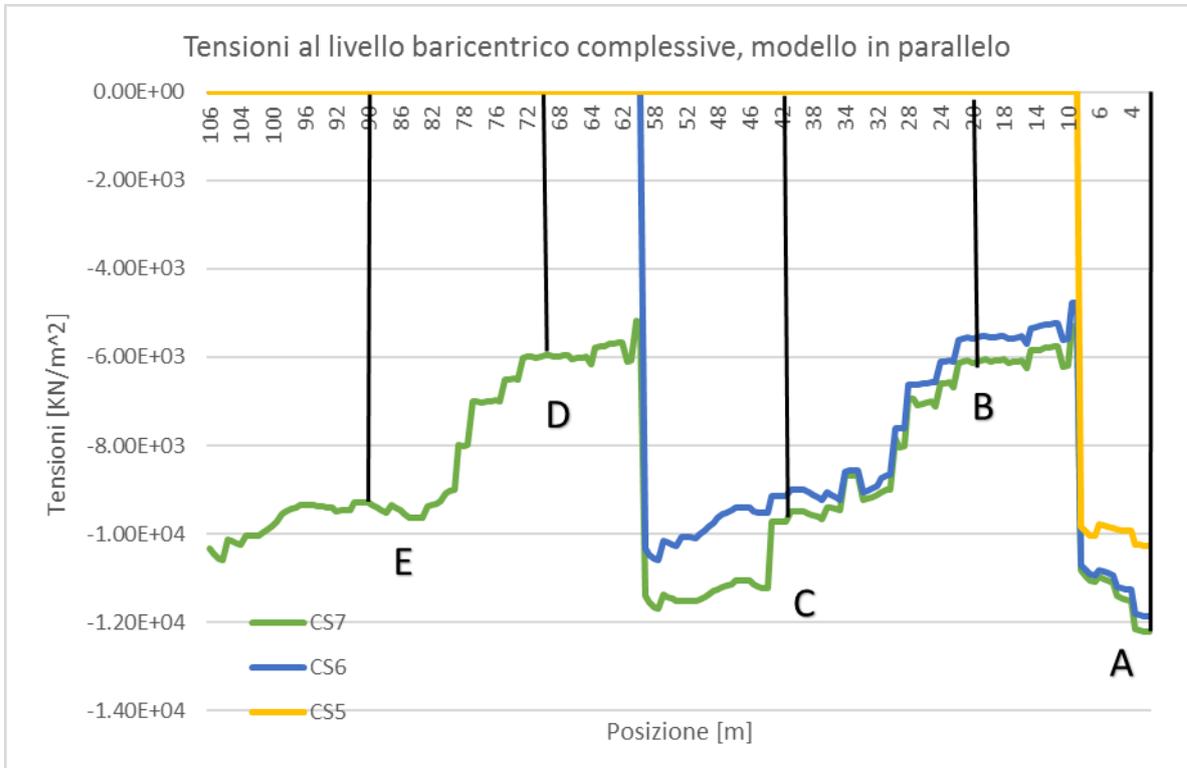


Figura 121: Tensioni a livello baricentrico compressive cronoprogramma in parallelo

Punto	A [KN/m <sup>2</sup> ]	B [KN/m <sup>2</sup> ]	C [KN/m <sup>2</sup> ]	D [KN/m <sup>2</sup> ]	E [KN/m <sup>2</sup> ]
CS8	-10257.8	/	/	/	/
CS9	-11865.2	-5594.7	-9140.05	/	/
CS10	-1.22E+04	-6.15E+03	-9.73E+03	-6.02E+03	-9.48E+03

Tabella 44: Valori tensioni normali nei punti di controllo

## **CONCLUSIONI**

Dai diagrammi precedenti è evidente come nel breve periodo, ovvero nel tempo di realizzazione delle varie parti della struttura, i cronogrammi seppur molto diversi non presentano sostanziali differenze nel comportamento.

Anche i valori registrati risultano molto simili da cui si evince come in questa fase la costruzione con un cronogramma più rapido non sia tanto meno efficiente rispetto ad un cronogramma in serie in cui tutte le lavorazioni vengono fatte in sequenza.

## 4.11 Post-Cs

In questo paragrafo verranno presentati i diagrammi relativi a momento flettente, sforzo normale, tensione all'estradosso, tensione all'intradosso e tensione a livello baricentrico valutate tenendo in conto sia l'effetto dei carichi permanenti sia quello della precompressione e considerando anche gli effetti differiti nel tempo, creep e ritiro, valutati sia alla fine della costruzione dell'opera sia a 50 anni dalla realizzazione della struttura.

I diagrammi riguarderanno sia il cronoprogramma in serie sia quello in parallelo per confrontare i risultati e trarre conclusioni su quale cronoprogramma a lungo termine garantisca un comportamento globale migliore della struttura.

Iniziamo dal confronto dei diagrammi relativi al momento flettente complessivo:

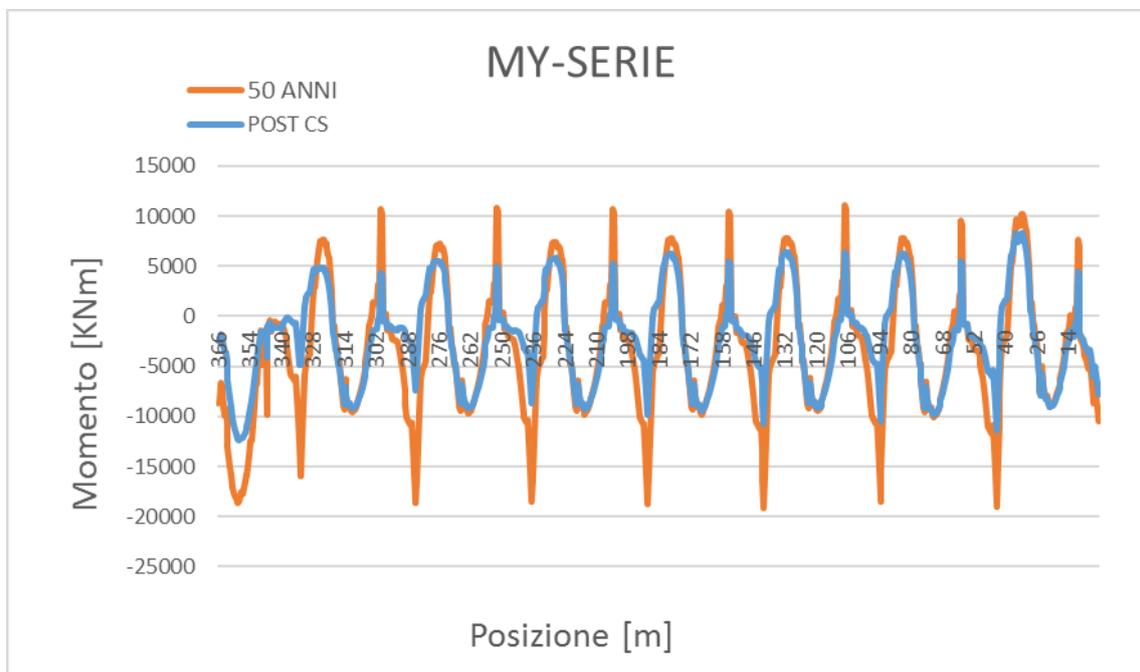


Figura 156: Momento post-cs cronoprogramma in serie

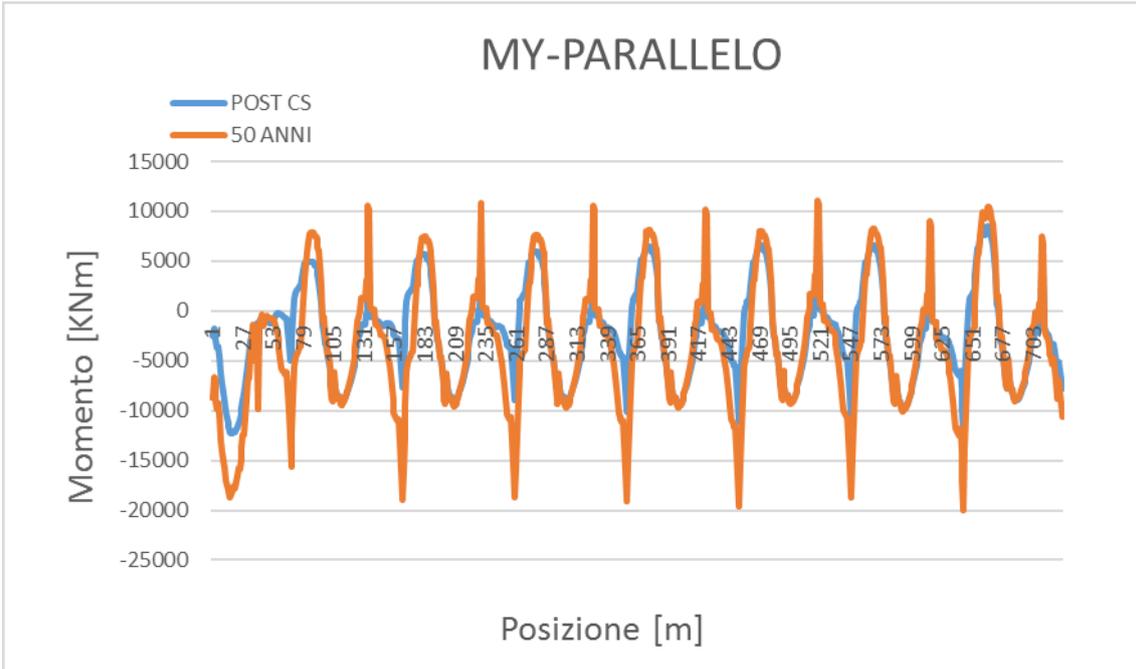


Figura 157: Momento post-cs cronoprogramma in parallelo

Dai grafici precedenti è possibile evidenziare come non ci siano cambiamenti sostanziali tra i due procedimenti costruttivi, infatti, i valori di momento risultano essere circa gli stessi.

Di seguito vengono riportati i diagrammi relativi allo sforzo normale registrato nei due casi di studio:

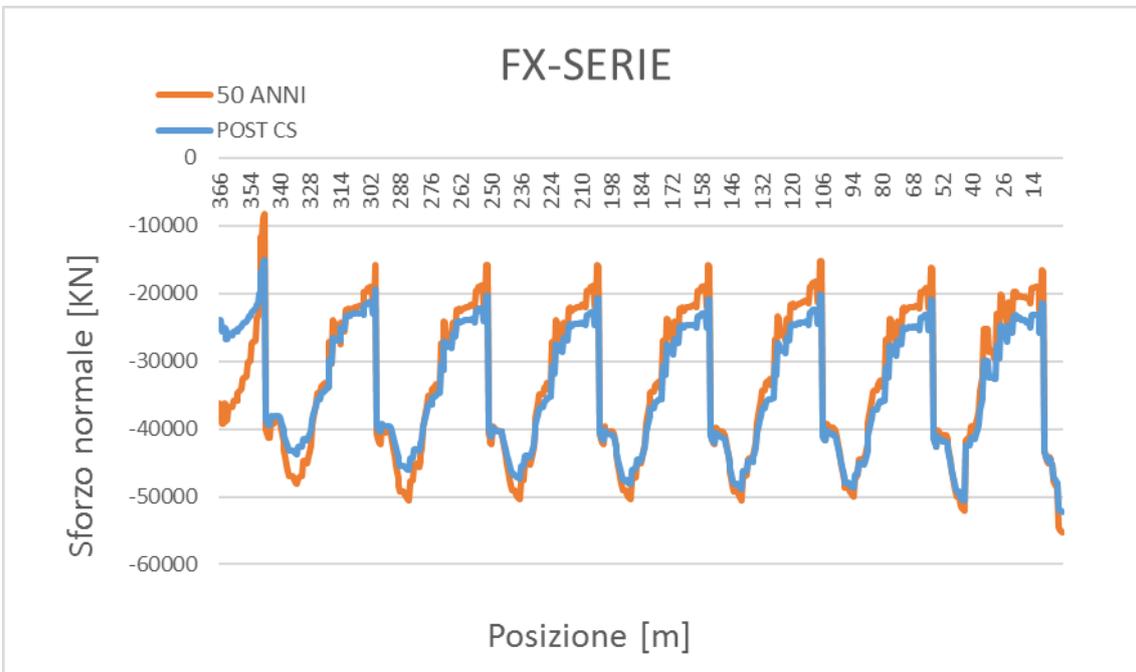


Figura 158: Sforzo normale post-cs cronoprogramma in serie

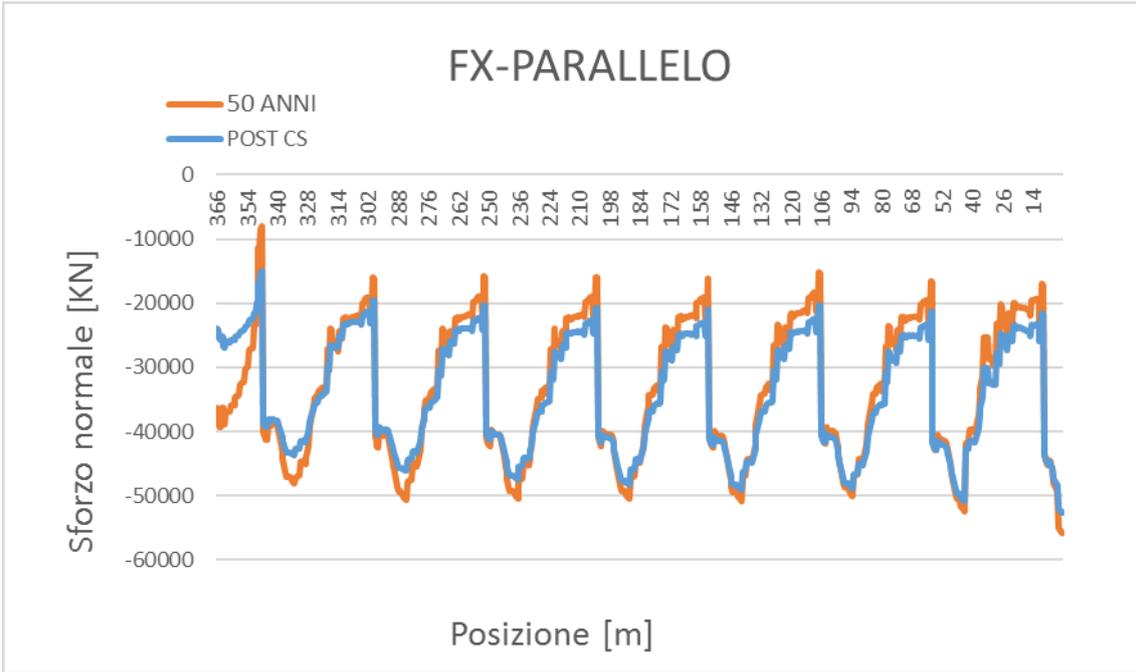


Figura 159: Sforzo normale post-cs cronoprogramma in parallelo

Anche in questo caso, come nel caso del momento flettente, l'andamento risulta sostanzialmente lo stesso e anche i valori risultano simili.

Di seguito verranno presentati i grafici relativi alle tensioni compressive registrate all'estradosso nei due casi:

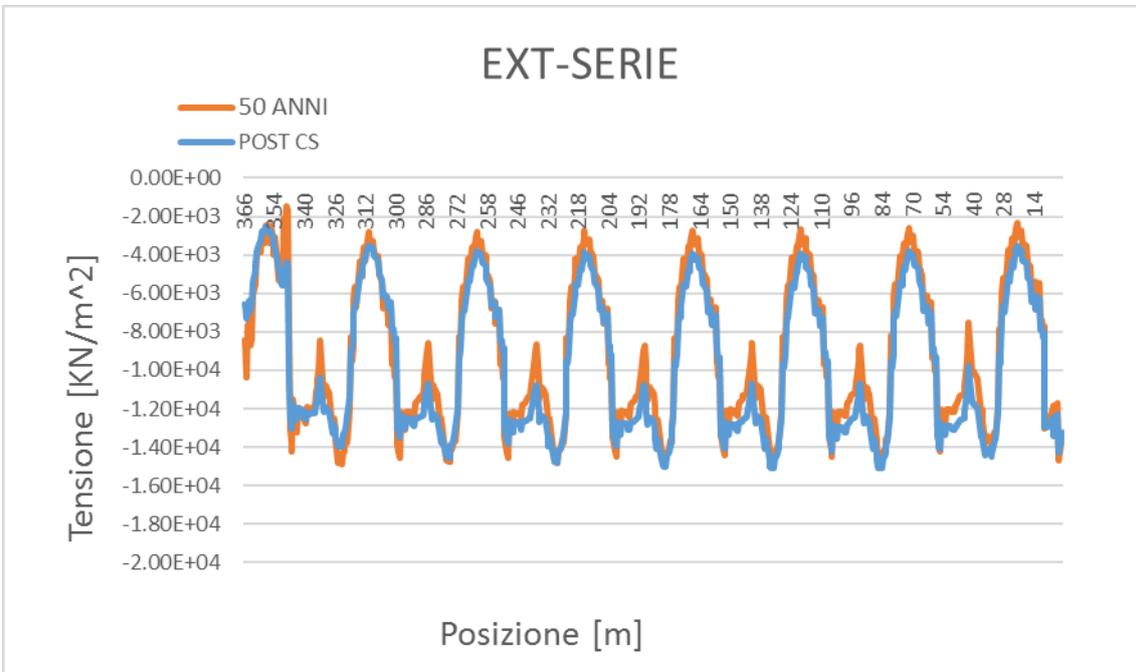


Figura 160: Tensione all'estradosso post-cs cronoprogramma in serie

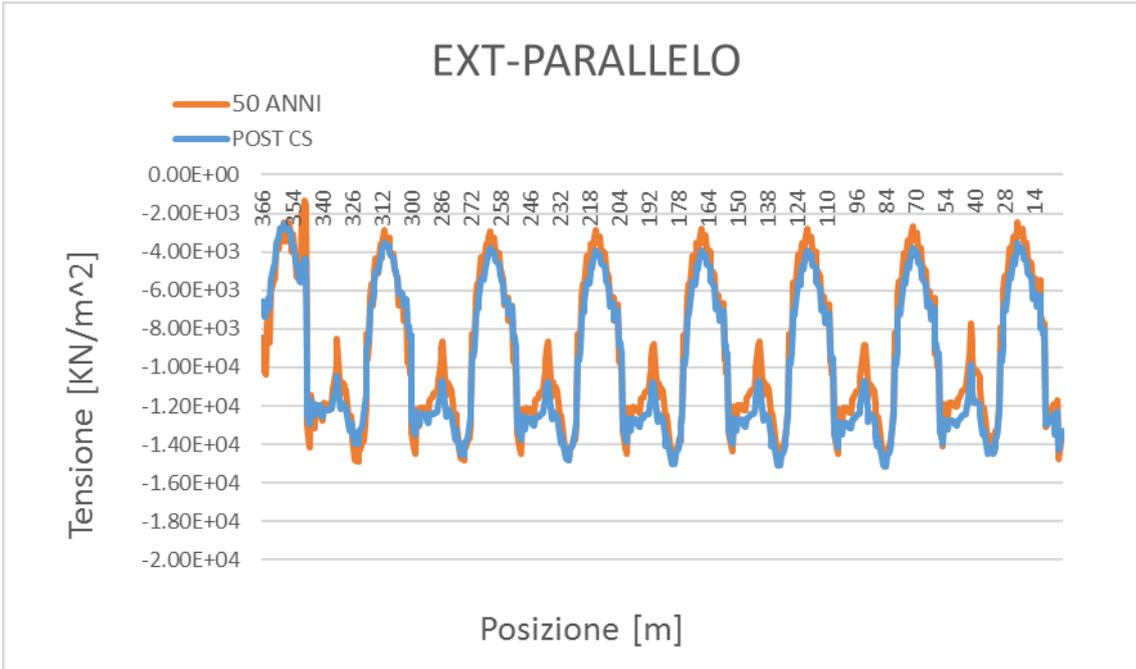


Figura 161: Tensione all'estradosso post-cs cronoprogramma in parallelo

Anche in questo caso come nei precedenti i valori delle tensioni registrate all'estradosso risulta pressocchè similare.

In entrambi i casi non si arriva a fessurazione e il calcestruzzo presenta ancora una discreta riserve tensionale per accogliere i carichi variabili che agiscono sulla struttura in esercizio.

Di seguito verranno presentati i diagrammi relativi alle tensioni complessivamente registrate all'intradosso nei due diversi procedimenti costruttivi:

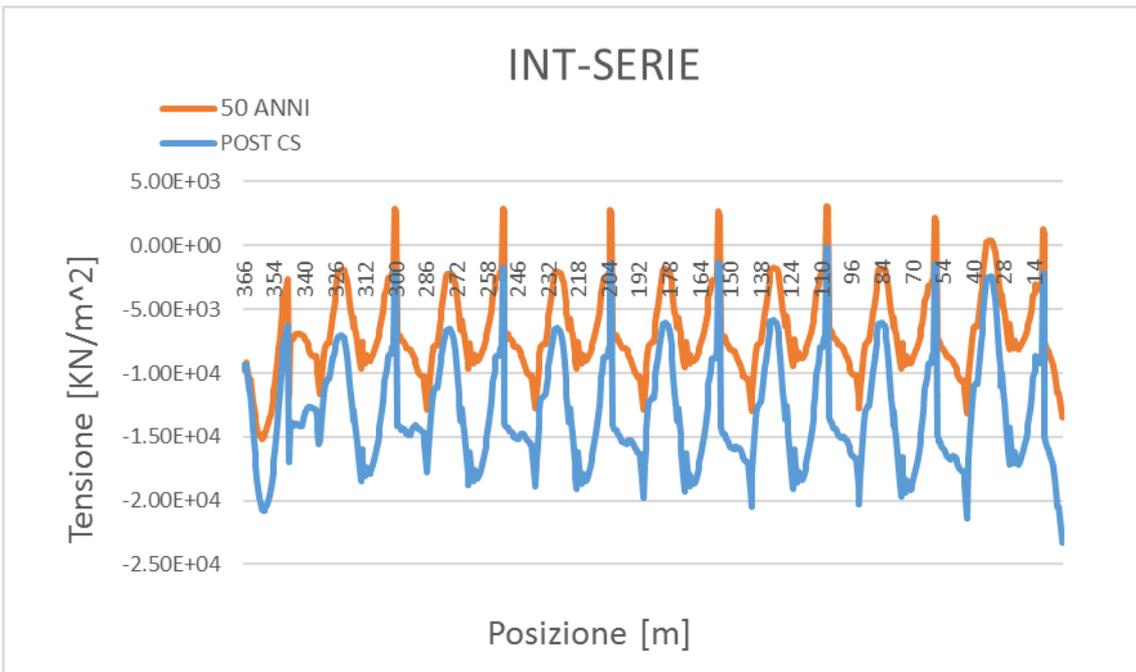


Figura 162: Tensione all'intradosso post-cs cronoprogramma in serie

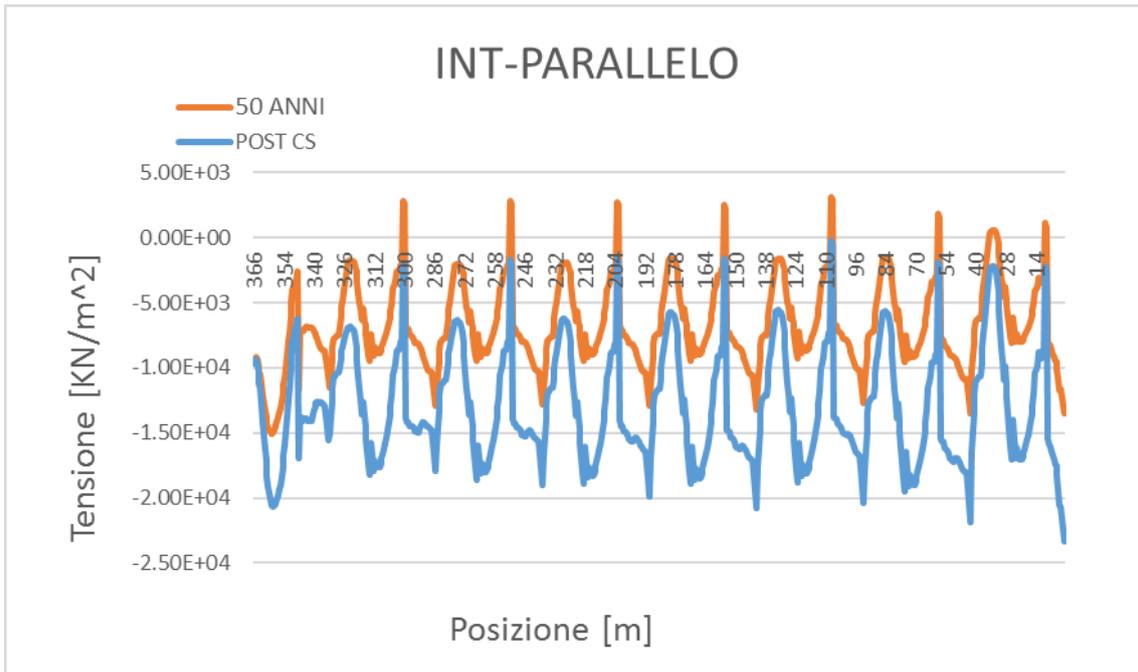


Figura 163: Tensione all'intradosso post-cs cronoprogramma in parallelo

Rispetto al caso delle tensioni all'estradosso, nelle fibre inferiori della sezione in calcestruzzo si inizia a generare un lieve stato di trazione che però non supera la resistenza dello stesso per cui non si forma nessuno stato fessurativo.

In entrambi i casi le tensioni rientrano entro i limiti per cui potrebbero presentare problematiche legate al fenomeno fessurativo solo nel lungo termine soggetti a carichi variabili.

Di seguito vengono riportati, in conclusione, i diagrammi relativi alle tensioni registrate nella fibra baricentrica, considerando complessivamente tutti gli effetti agenti sulla struttura e confrontando i risultati ottenuti usando i due cronoprogrammi:

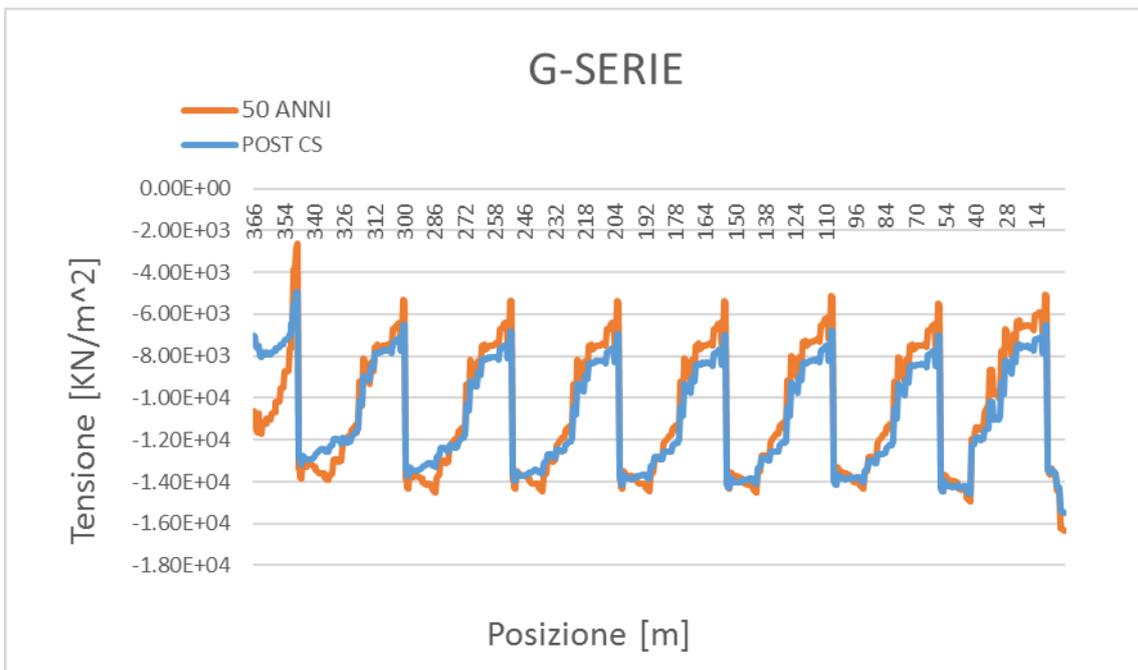


Figura 164: Tensione a livello baricentrico post-cs cronoprogramma in serie

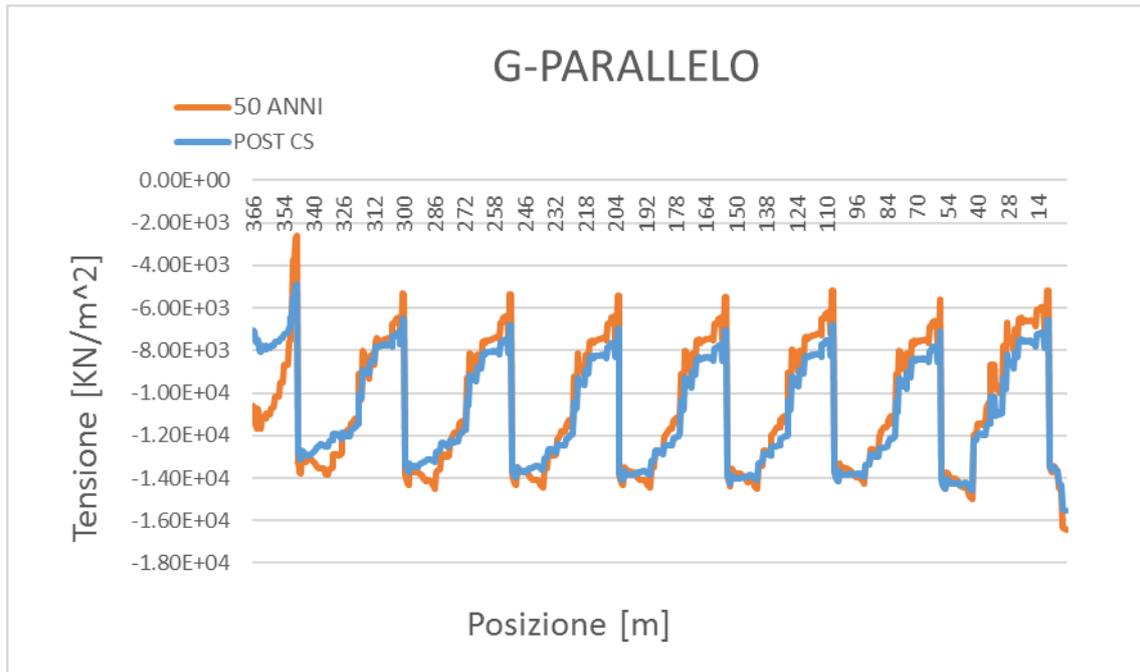


Figura 165: Tensione a livello baricentrico post-cs cronoprogramma in parallelo

A livello della fibra baricentrica come ci si poteva aspettare non ci si avvicina minimamente alla resistenza a trazione del calcestruzzo.

Quindi anche in questo caso la struttura lavora bene risultando completamente compressa a livello baricentrico e con una buona riserva in caso di carichi variabili.

## Conclusioni

In conclusione di questa tesi possiamo osservare come i fenomeni differiti nel tempo caratterizzano molto la scelta progettuale e costruttiva per via dell'importanza dei loro effetti specialmente nel lungo termine.

E' stato possibile a tal proposito osservare come un cronoprogramma in parallelo consenta di ottenere la struttura completa in molto meno tempo pur mantenendo nel breve periodo un buon comportamento e complessivamente una discreta efficienza nel lungo periodo.

Nel modello in serie, invece, essendo tutte le realizzazioni sviluppate in sequenza, è richiesto più tempo per ottenere la struttura finita ma il rovescio della medaglia sta proprio nello sviluppo degli effetti differiti nel tempo, ai quali la struttura reagisce meglio avendo avuto più tempo per sviluppare le proprie proprietà meccaniche ed avendo così la possibilità di sfruttare al massimo le caratteristiche dei materiali impiegati.

Il modello in serie mette quindi in evidenza come "l'attesa" della struttura finita abbia comunque i suoi risvolti positivi.

A detta di tutto ciò si potrebbe dedurre che la scelta migliore risulti essere la costruzione basata su un cronoprogramma in serie, più lento, ma in realtà non è così.

Dai risultati mostrati in precedenza infatti si evince come, in entrambi i casi di studio, la struttura nel lungo termine tenda a comportarsi e a reagire alle sollecitazioni esterne allo stesso modo, presentando stati complessivi di sollecitazione e di tensione con valori molto simili.

Da ciò se ne deduce come la maggiore attesa nella realizzazione della struttura non comporti dei benefici talmente marcati da giustificare poi i costi e le tempistiche realizzative.

Inoltre come sappiamo la scelta progettuale è sempre, o nella quasi totalità dei casi, dettata dal principio di economicità.

Questo fa sì che la maggior parte delle strutture vengano progettate ed eseguite nel minor tempo possibile cercando la soluzione che meglio consenta di limitare gli effetti del tempo sulla struttura.

Naturalmente se non ci fosse più tale vincolo, tutte le costruzioni potrebbero essere realizzate in maniera sequenziale così da migliorare lo sfruttamento dei materiali e ottenere dei risultati complessivamente migliori.

Per questa struttura l'ing. Zorzi ipotizzò una realizzazione in parallelo come citato in precedenza, per cui siamo sicuri che anche in questo caso il progettista italiano sia stato costretto a lottare contro le limitazioni imposte dall'economicità realizzativa richiesta per la struttura.

Dai risultati ottenuti da questo studio è stato possibile evidenziare come la struttura di Zorzi eseguita con le modalità e tempistiche realizzative prescelte dal progettista presenti comunque un ottimo comportamento nel tempo nonostante le tempistiche realizzative molto ridotte.

Qui molto più che in altri casi è entrato in gioco l'ingegno del progettista. Infatti Zorzi essendo ben consapevole del poco tempo a disposizione, per evitare eccessive problematiche legate ai fenomeni differiti nel tempo ha deciso di adoperare uno schema statico totalmente nuovo per l'epoca che consentiva alla struttura di essere meno sofferente alle problematiche delle travi continue ma presentando comunque uno schema isostatico.

In questo modo è riuscito a rimanere nei tempi previsti per la realizzazione di una delle sue ormai più celebri opere.

## BIBLIOGRAFIAE SITOGRAFIA

[https://it.wikipedia.org/wiki/Calcestruzzo\\_armato\\_precompresso](https://it.wikipedia.org/wiki/Calcestruzzo_armato_precompresso)  
<http://lnx.costruzioni.net/wp-content/uploads/2009/01/Eug%C3%A8ne-Freyssinet.pdf>  
[www.giovanndierontini.it](http://www.giovanndierontini.it)  
<http://www.cias-italia.it/PDF/Tattoni%20Patologie.pdf>  
[http://imprintaonline.it/fileds/2939/file\\_preview?70253932476880=2939](http://imprintaonline.it/fileds/2939/file_preview?70253932476880=2939)  
<https://www.teknoring.com/wikitecnica/tecnologia/prefabbricazione/>  
<https://www.teknoring.com/wikitecnica/costruzioni/fluage/>  
<https://www.pinzanoaltagiamento.info/ponte-sul-tagliamento>  
[http://eprintsphd.biblio.unitn.it/504/1/Stefania\\_Palaoro\\_Arch\\_bridges%2Cdesign-construction-perception.pdf](http://eprintsphd.biblio.unitn.it/504/1/Stefania_Palaoro_Arch_bridges%2Cdesign-construction-perception.pdf)  
[https://www.cantierepro.com/silvano-zorzi-il-ponte-sul-fiume-po-autostrada-a1-\\_216.html](https://www.cantierepro.com/silvano-zorzi-il-ponte-sul-fiume-po-autostrada-a1-_216.html)  
POWER POINT: 4.1ORLANDO.BO  
Stefania\_Palaoro\_Arch\_bridges,design-construction-perception  
<https://www.romatresttrutture.eu/wp-content/uploads/2018/02/LIBRO-C.A.P.-PAOLACCI-1.pdf>  
[https://it.wikipedia.org/wiki/Scorrimento\\_viscoso](https://it.wikipedia.org/wiki/Scorrimento_viscoso)  
<https://it.wikipedia.org/wiki/Cassaforma>  
<http://www.spicinternazionale.com/web/attrezzature-dettaglio.asp?i=2>  
[http://www.dica.unict.it/users/prossi/Files/Files%20Ponti%202017-18/Lezione%2011%20Ponti%20\(Metodi%20di%20costruzione%20dei%20ponti\).pdf](http://www.dica.unict.it/users/prossi/Files/Files%20Ponti%202017-18/Lezione%2011%20Ponti%20(Metodi%20di%20costruzione%20dei%20ponti).pdf)  
[tecnologia-delle-casseforme-per-ponti.pdf](http://www.dica.unict.it/users/prossi/Files/Files%20Ponti%202017-18/Lezione%2011%20Ponti%20(Metodi%20di%20costruzione%20dei%20ponti).pdf)  
Documenti di architettura: Silvano Zorzi, ingegnere 1950-1990

## ELENCO FIGURE

Figura 1: Foto Ponte sul Po, Piacenza, Silvano Zorzi.....	10
Figura 2: Foto viadotti Incisa e Levane,, Silvano Zorzi .....	11
Figura 3: Foto Ponte sul Tagliamento, Pinzano, Silvano Zorzi .....	12
Figura 4: Foto viadotto Gorsexio, Silvano Zorzi .....	13
Figura 5: Inquadramento generale opera .....	16
Figura 6: Profilo longitudinale viadotti "Generale Franco Romano" e "Sabbione" .....	17
Figura 7: Profilo longitudinale viadotto "Sabbione" .....	17
Figura 8: Profilo trasversale impalcato.....	18
Figura 9: Sezioni pile da 1 a 15 e 31 a 51.....	18
Figura 10: Vista dall'alto pila.....	19
Figura 11: Sezione pile da 16 a 30 .....	19
Figura 12: Vista dall'alto pile 16 a 31 .....	20
Figura 13 Particolare barriera di sicurezza .....	20
Figura 14: Attraversamento Ferroviario do Sado, Portogallo .....	22
Figura 15: The bay of Cadiz bridge, Spain .....	23
Figura 16: TosanoviceZukov Bridge, Repubblica Ceca .....	23
Figura 17: Foto 1 libro su Zorzi .....	24
Figura 18: Foto 2 libro su Zorzi.....	24
Figura 19: Foto 3 libro su Zorzi, avambecco della centina.....	24
Figura 20: Dettaglio 1 rinforzo sella Gerber .....	25
Figura 21: Dettaglio 2 rinforzo sella Gerber .....	25
Figura 22: Dettaglio 1 sella Gerber previa intervento .....	26
Figura 23: Dettaglio 2 sella Gerber previa intervento .....	26
Figura 28: Dettaglio 1 apparecchi di appoggio .....	28
Figura 29: Dettaglio 2 apparecchi di appoggio .....	28
Figura 31: Dettaglio sistema regimentazione acque .....	29
Figura 37: Dettaglio operazione realizzazione nuovo cordolo.....	31
Figura 40: Schemi longitudinali strutturali utilizzati per realizzare i ponti .....	34
Figura 41: Tipologie di sezioni trasversali.....	34
Figura 43: Spalla con contrafforti (a), spalla aperta (b) .....	35
Figura 44: Schemi di ponti a travata .....	36
Figura 46: Andamento tensioni $l/d=1$ .....	37
Figura 47: Andamento tensioni $l/d<1$ .....	37
Figura 50: Effetto trascinarsi impalcato .....	38
Figura 51: Trave appoggio-appoggio con carico distribuito.....	38
Figura 52: Cedimento vincolare piedritto .....	39
Figura 53: Cedimento vincolare trave continua .....	39
Figura 54: Travatura Gerber.....	39
Figura 55: Variazione momento flettente .....	40
Figura 56: Trave continua con carico distribuito e carichi concentrati.....	41
Figura 57: Variazione distribuzione momento.....	41
Figura 59: Cedimento vincolare trave continua .....	42
Figura 60: Cedimento vincolare trave Gerber.....	42
Figura 61: Travature Gerber con diverso numero di appoggi.....	43
Figura 62: Travatura Gerber nel caso di 4 appoggi .....	44
Figura 63: Scelta luci nella Travatura Gerber .....	44
Figura 64: Sella Gerber .....	45
Figura 65: Schema ad arco, mensola tozza .....	45
Figura 66: Percorsi Strut & Tie.....	46
Figura 67: Tipologie Elementi Strut .....	47
Figura 68: Elementi Strut.....	47
Figura 69: Compressione elemento Strut .....	47
Figura 70: Compressione elemento Strut, zona fessurata .....	47

Figura 71: Regione di discontinuità parziale	Figura 72: Regione a discontinuità totale	48
Figura 73: Nodi compressi senza armature tese ancorate nel nodo		48
Figura 74: Nodi compressi con armatura tesa in una direzione ancorata nel nodo		49
Figura 75: Nodi compressi con armature tese in più direzioni ancorate nel nodo		49
Figura 76: Tralici Tirante-puntone proposti da EC2		50
Figura 77: Andamento tensioni sezione precompressa		51
Figura 78: Diagramma tensione-deformazione acciai		54
Figura 80: Diagramma tensione-deformazione acciai da precompressione		56
Figura 81: Barre lisce e filettate		57
Figura 82: Andamento tensioni a causa del rilassamento		58
Figura 83: Andamento tensioni nel tempo		58
Figura 84: Influenza della temperatura sul rilassamento		59
Figura 85: Rilassamento a 1000 ore di acciai precompressione (rif.to ENV 1992-1-1)		60
Figura 86: Effetto temperatura, MC90		60
Figura 87: Precompressione		61
Figura 90: Guaina liscia		62
Figura 91: Precompressione con due cavi accoppiati		64
Figura 92: Esempio di accoppiatore		64
Figura 93: Sistemi di ancoraggio di barre (filettatura continua e barra liscia)		64
Figura 94: Ancoraggio a tendere con cono di vuotatura		65
Figura 95: Diverse tipologie di accoppiamento		65
Figura 96: Martinetto per la tesatura di una barra		65
Figura 97: Confronto CA-CAP		66
Figura 101: Aging del calcestruzzo		78
Figura 102: Valutazione lunghezza efficace		81
Figura 103: Larghezza efficace flangia		81
Figura 105: Tracciato barre 9 a 12		83
Figura 106: Tracciato barre 13 a 16		84
Figura 107: Tracciato barre 17 a 20		84
Figura 109: Andamento funzione rilassamento CEB-FIB 1990		86
Figura 110: GANTT esecuzione in serie		95
Figura 111: GANTT esecuzione in parallelo		96
Figura 112: Modelli Tirante-Puntone		97
Figura 113: Andamento armatura lenta		97
Figura 114: Modello Tirante-Puntone 1		98
Figura 115: Modello Tirante-Puntone 2		99
Figura 116: Vista laterale rinforzo	Figura 117: Vista trasversale rinforzo	101
Figura 121: Vista dal basso dell'avambecco		103
Figura 122: Mensola incastrata		103
Figura 123: Schema statico nella fase 2		104
Figura 126: Momento flettente dovuto al peso proprio		106
Figura 127: Momento flettente dovuto alla precompressione		107
Figura 128: Sforzo normale dovuto al peso proprio		108
Figura 129: Sforzo normale dovuto alla precompressione		109
Figura 130: Tensioni all'estradosso dovute al peso proprio		110
Figura 131: Tensioni all'estradosso dovute alla precompressione		111
Figura 132: Tensioni all'intradosso dovute al peso proprio		112
Figura 133: Tensioni all'intradosso dovute alla precompressione		113
Figura 134: Tensioni a livello baricentrico dovute al peso proprio		114
Figura 135: Tensioni a livello baricentrico dovute alla precompressione		114
Figura 136: Momento flettente dovuto al peso proprio		117

<i>Figura 137: Momento flettente dovuto alla precompressione .....</i>	<i>118</i>
<i>Figura 138: Sforzo normale dovuto al peso proprio .....</i>	<i>119</i>
<i>Figura 123: Sforzo normale dovuto alla precompressione .....</i>	<i>120</i>
<i>Figura 141: Tensioni all'estradosso dovute alla precompressione .....</i>	<i>122</i>
<i>Figura 142: Tensioni all'intradosso dovute al peso proprio .....</i>	<i>123</i>
<i>Figura 143: Tensioni all'intradosso dovute alla precompressione.....</i>	<i>124</i>
<i>Figura 144: Tensioni a livello baricentrico dovute al peso proprio .....</i>	<i>125</i>
<i>Figura 145: Tensioni a livello baricentrico dovute alla precompressione .....</i>	<i>126</i>
<i>Figura 146: Momento flettente complessivo cronoprogramma in serie .....</i>	<i>129</i>
<i>Figura 147: Momento flettente complessivo cronoprogramma in parallelo.....</i>	<i>130</i>
<i>Figura 148: Sforzo normale complessivo cronoprogramma in serie .....</i>	<i>131</i>
<i>Figura 149: Sforzo normale complessivo cronoprogramma in parallelo.....</i>	<i>132</i>
<i>Figura 150: Tensioni all'estradosso complessive cronoprogramma in serie.....</i>	<i>133</i>
<i>Figura 151: Tensioni all'estradosso complessive cronoprogramma in parallelo .....</i>	<i>134</i>
<i>Figura 152: Tensioni all'intradosso complessive cronoprogramma in serie .....</i>	<i>135</i>
<i>Figura 153: Tensioni all'intradosso complessive cronoprogramma in parallelo.....</i>	<i>136</i>
<i>Figura 154: Tensioni a livello baricentrico complessive cronoprogramma in serie .....</i>	<i>137</i>
<i>Figura 155: Tensioni a livello baricentrico complessive cronoprogramma in parallelo.....</i>	<i>138</i>

## ELENCO TABELLE

Tabella 1: EC2-tabella 11.3.VII.....	55
Tabella 2: Valori del coefficiente di viscosità a tempo infinito per umidità ambientale del 75% .....	73
Tabella 3: Valori del coefficiente di viscosità a tempo infinito per umidità ambientale del 55% .....	73
Tabella 4: Umidità relativa (in %).....	75
Tabella 5: Valori kh .....	75
Tabella 6: C35/45 .....	82
Tabella 7: C35/45 privo di densità .....	82
Tabella 8: Acciaio per barre da precompressione.....	82
Tabella 9: Quote tracciato barre .....	83
Tabella 10: Caratteristiche comuni barre da precompressione .....	85
Tabella 11: CEB-FIB 1990.....	85
Tabella 12: EC2 .....	85
Tabella 13: Dati generali .....	86
Tabella 14: Coefficienti rilassamento CEB-FIB 1990 .....	86
Tabella 15: Dati generali .....	87
Tabella 16: Rilassamento fornito da EC2.....	87
Tabella 18: Carichi permanenti non strutturali .....	88
Tabella 19: Calcestruzzi .....	93
Tabella 20: GANTT esecuzione in serie .....	94
Tabella 21: GANTT esecuzione in parallelo.....	95
Tabella 22: Valori sforzo normale nei punti di controllo.....	108
Tabella 23: Valori sforzo normale nei punti di controllo.....	109
Tabella 24: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo .....	110
Tabella 25: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo .....	111
Tabella 26: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo : .....	112
Tabella 27: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo .....	113
Tabella 28: Valori tensioni normali di compressione nei punti di controllo .....	114
Tabella 29: Valori tensioni normali nei punti di controllo.....	115
Tabella 22: Valori sforzo normale nei punti di controllo.....	119
Tabella 23: Valori sforzo normale nei punti di controllo.....	120
Tabella 24: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo .....	121
Tabella 25: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo .....	122
Tabella 26: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo : .....	123
Tabella 27: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo .....	124
Tabella 28: Valori tensioni normali di compressione nei punti di controllo .....	125
Tabella 29: Valori tensioni normali nei punti di controllo.....	126
Tabella 22: Valori sforzo normale nei punti di controllo.....	131
Tabella 23: Valori sforzo normale nei punti di controllo.....	132
Tabella 24: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo .....	133
Tabella 25: Valori tensioni all'estradosso nei punti di controllo .....	134
Tabella 26: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo : .....	135
Tabella 27: Valori tensioni all'intradosso nei punti di controllo .....	136
Tabella 28: Valori tensioni normali di compressione nei punti di controllo .....	137
Tabella 29: Valori tensioni normali nei punti di controllo.....	138